

LV 62

N. 1450

09 M 3

IV 62

DIE
EISERNEN TRÄGER

UND
von Friedrich Vieweg und Sohn
Druck und Papier
Ihre ANWENDUNG

aus dem xylischen Atelier
Holzschnitte
von Friedrich Vieweg und Sohn
in Braunschweig
BEIM
HOCHBAU UND BRÜCKENBAU.

N. 67

IV 67

EISERNE TRÄGER

Druck und Papier
von Friedrich Vieweg und Sohn
in Braunschweig.

Holzschnitte
aus dem xylographischen Atelier
von Friedrich Vieweg und Sohn
in Braunschweig.

DIE
EISERNEN TRÄGER

UND

I H R E A N W E N D U N G

BEIM

HOCHBAU UND BRÜCKENBAU,

GESTÜTZT AUF

VERSUCHE ÜBER DIE RELATIVE FESTIGKEIT DES
GUSSEISENS UND SCHMIEDEEISENS,

VON

WILLIAM FAIRBAIRN.

NACH DER ZWEITEN AUFLAGE DES ORIGINALS

DEUTSCH BEARBEITET

VON

DR. D. BRAUNS.

MIT 62 IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN HOLZSCHNITTEN.

BRAUNSCHWEIG,

VERLAG DER SCHULBUCHHANDLUNG.

1 8 5 9.

3 M 99

DIE

EISERNEN TRÄGER

UND

IHRE ANWENDUNG

BEI

HOCHBAU UND BRÜCKENBAU

GESTÜTZT AUF

VERSUCHE ÜBER DIE RELATIVE FESTIGKEIT DES
GUSSEISENS UND SCHMIEDEISENS

VON

WILLIAM FAIRBAIRN

NACH DER ZWEITEN AUFLAGE DES ORIGINALS

DEUTSCH BEARBEITET

873 679 378
DR. D. H. A. O. L. S.

MIT 62 IN DEN TEXT EINGEDRUCKTEN HOCHSCHNITTEN

BRAUNSCHWEIG

VERLAG DER SCHULBUCHHANDLUNG

1859

V o r w o r t.

Bei dem gegenwärtigen Stande der Technik kann es Niemand wundern, dass überall nach positiven Anhaltspunkten für die Anwendung des Eisens zu Constructionen gesucht wird, dass die Eisenträger in jeder technischen Zeitschrift eine grosse Rolle spielen und dass kein Werk über Constructionslehre umhin kann, bedeutendes Gewicht auf sie zu legen. Vielleicht wird jedoch hierbei nicht immer die gehörige Rücksicht auf die eigentlichen Fundamente dieses Zweiges der Baukunst gelegt; wenigstens wäre es ohne dies zu verwundern, dass die Eisenconstructions — und namentlich die aus Schmiedeeisen — in Deutschland noch immer wenig Popularität erlangt haben.

Diese Umstände allein möchten hinreichen, die Bearbeitung des Fairbairn'schen Werkes: „*On the application of cast and wrought iron to building purposes*“ zu rechtfertigen, eines Werkes, welches sich zur Aufgabe macht, von Anfang an den Gang anschaulich zu machen, den die Anfertigung gusseiserner und schmiedeeiserner Träger genommen hat. Allein hierauf beschränkt sich dasselbe nicht, sondern entwickelt bis ins Einzelne hinein die Lösung selbst der schwierigsten Aufgaben; sofern sie dem Verfasser aus eigener Anschauung bekannt waren. Dass er sich an diese hält, also im Wesentlichen nur solche Constructionen darstellt, die er experimentell als zweckmässig erprobt hatte und demnach anwandte, wird gewiss Anerkennung finden. Denn nur so konnte die vorliegende Schrift den Vorzug behaupten, dass sie — trotzdem sie gewiss der Mehrzahl der Techniker manches Neue bringt — sich streng auf dem thatsächlichen Boden hält.

Es bedarf sicherlich keiner Rechtfertigung, dass bei der Ausbeutung der Resultate ebenfalls der praktische Standpunkt im Auge behalten wurde. Auf die Formeln und ihre analytische Begründung ward nicht mehr als nöthig Rücksicht genommen, dagegen um so mehr auf Vereinfachung der Prüfungsrechnungen für Praktiker. Diese Vereinfachung wird gewiss viel dazu beitragen, die Anwen-

dung des Eisens auch Seitens solcher Techniker anzubahnen, die bisher von den theoretischen Schwierigkeiten der dahin schlagenden Rechnungen abgeschreckt wurden.

Ferner behauptet der Verfasser auch darin seine praktische Tendenz, dass er alle unnöthigen Künsteleien in den Festigkeitsberechnungen weglässt. Der Begriff der „Elasticitätsgrenze“ ist ganz umgangen und gewiss mit Recht. Denn offenbar sind die Untersuchungen über die ohnehin schwankende (theoretisch nicht einmal streng festzuhaltende) Elasticitätsgrenze noch immer nicht zu einem vollkommenen Abschlusse gediehen. Es schwanken die Angaben über den Punkt, wo die Elasticität unverhältnissmässig zu leiden beginnt, theilweise so enorm, dass man entweder einem Autor einseitig folgen oder auf eine scharfe Feststellung desselben verzichten muss. Namentlich sind aber die grossen Verschiedenheiten der Materialien in dieser Beziehung — man erinnere sich nur an das ganz heterogene Verhalten von Guss- und Schmiedeeisen — noch nicht umfassend berücksichtigt, und geht man noch näher auf den Gegenstand ein, so findet man, dass auch ein und dasselbe Material in verschiedenen Sorten und Proben sich verschieden verhält, dass sogar die Construction einigen Einfluss äussert. Im Hinblick hierauf kann es wohl gewagt erscheinen, wenn man Festigkeitstheorien auf jenen Begriff basirt, während gegen Fairbairns Methode — die experimentell gefundene Bruchbelastung für jede besondere Trägerform direct zu Grunde zu legen — kein ernsthafter Einwand gemacht werden kann.

Was die Bearbeitung anlangt, so versteht es sich von selbst, dass sie eine den deutschen Verhältnissen angepasste, übrigens dem wesentlichen Inhalte nach vollkommen getreue Uebertragung sein musste. Beibehaltung der englischen Maasse und Gewichte rechtfertigt sich übrigens von selbst, und setzen die Schlusstabellen jeden in den Stand, ohne Verzug eine etwa nöthige Reduction auf deutsche Maasse und Gewichte vorzunehmen.

Braunschweig, im August 1859.

Der Bearbeiter.

Seite	Röhrenbrücken und Röhrenträgerbrücken aus Blech
88	Versuche über die relative Festigkeit ausmengengetragener (zelliger) Träger
89	Versuche über die Kautschukfestigkeit von eisenen Blechen und Röhren
93	Versuche über die Haltbarkeit von Verbindungen
97	Berechnung der Tragfähigkeit von Röhren- und Röhrenträgerbrücken
101	Widerstand gegen Stoss
103	Festgehen der Brückenbänke über einen Mittelpfeiler
110	Einfache Blechträgerbrücken
111	Festigkeit der Pfeiler
115	Anhang
118	

I n h a l t.

	Seite
Erster Abschnitt. Ueber gusseiserne Träger	1
Versuche über die relative Festigkeit des Gusseisens	3
Versuche über die Widerstandsfähigkeit gegen transversellen Stoss . .	19
Folgerungen aus den Versuchen über die relative Festigkeit des Gusseisens	20
Der Einfluss der Zeit und der Temperatur auf belastete gusseiserne Träger	26
Das Umschmelzen	30
Die verschiedenen Sorten des Gusseisens und ihre Mischungen	33
Armirt gusseiserne Träger	44
Zweiter Abschnitt. Ueber schmiedeeiserne Träger	50
Versuche über die relative Festigkeit des Schmiedeeisens	51
Folgerungen aus den Versuchen über die relative Festigkeit des Schmiedeeisens	66
Gitterbalken	71
Der Gebrauch des Eisens zur Construction feuerfester Gebäude insbesondere	73
Dritter Abschnitt. Ueber Brückenträger aus Eisenblech insbesondere	82
Vergleichende Zusammenstellung verschiedener Arten von Brücken, namentlich einiger beim Brückenbau angewandter Eisenconstructions	82

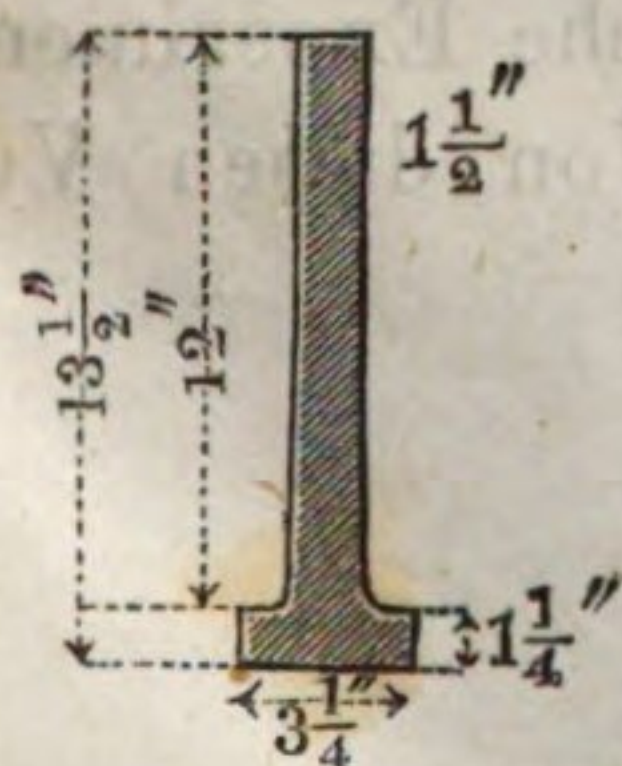
	Seite
Röhrenbrücken und Röhrenträgerbrücken aus Blech	88
Versuche über die relative Festigkeit zusammengesetzter (zelliger) Träger	89
Versuche über die Knickungsfestigkeit von eisernen Blechen und Röhren	93
Versuche über die Haltbarkeit von Vernietungen	97
Berechnung der Tragfähigkeit von Röhren- und Röhrenträgerbrücken	104
Widerstand gegen Stoss	109
Fortgehen der Brückenträger über einen Mittelpfeiler	110
Einfache Blechträgerbrücken	111
Festigkeit der Pfeiler	115
Anhang	118

Erster Abschnitt.

Ueber gusseiserne Träger.

Es ist sehr ungewiss, wann das Gusseisen in Gebrauch kam; es soll zum Gusse von Kanonen bald nach Erfindung des Schiesspulvers benutzt sein. Zu Newcomen's Zeiten ward es zu den Dampfmaschinen mit verwandt, namentlich wurden die Newcomen'schen Cylinder daraus verfertigt. Smeaton versuchte um 1780 die Vorurtheile gegen das „brüchige Gusseisen“ zu entkräften, indem er sich auf seine fast 30jährige Erfahrung berief. Zu bemerken ist, dass damals das Giessen noch mangelhaft gehandhabt wurde, und dass seitdem namhafte Techniker dasselbe verbessert haben.

Das erste Beispiel von der Verwendung des Gusseisens zu Bauzwecken fällt ins Jahr 1801, wo Boulton und Watt bei einer Spinnerei gusseiserne Träger von der Querschnittsform Fig. 1 anwandten, die schon eine leidliche Annäherung an die späteren verbesserten Formen, namentlich den Fairbairn'schen Querschnitt (s. Versuche S. 5), zeigte.



Von diesem für die damalige Zeit höchst merkwürdigen sieben Stock hohen, 140' langen, 42' breiten Gebäude giebt Fig. 2 (a. f. S.) einen Querschnitt, der die drei Balkenlängen, von 14' jede, zeigt, indem die ganze Breite von 42' durch eiserne Säulen, C, in die drei Felder A, B, A abgetheilt ist. Den Längsschnitt Untere Rippe 4,06" giebt Fig. 3 (a. f. S.), aus dem man ersieht, dass die

Totale Fläche 19,05 □"

Untere Rippe 4,06 □"

Säulen in der Länge des Gebäudes um 9' auseinander stehen, und durch Bogen, *E*, verbunden sind, deren Stärke dicht am Widerlager 9", nahe dabei $7\frac{1}{2}$ " und in der Mitte $4\frac{1}{2}$ " beträgt.

Fig. 2.

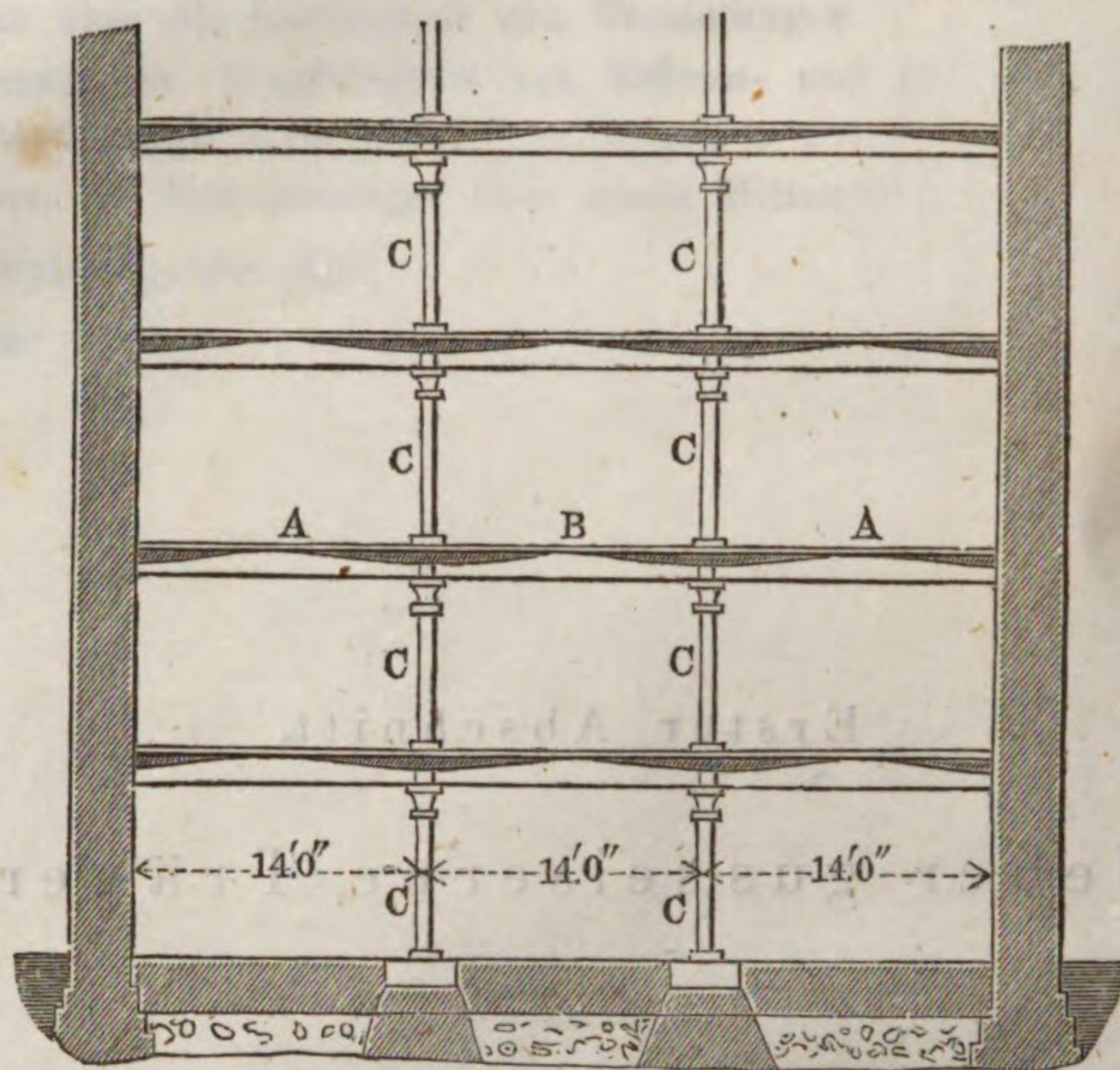
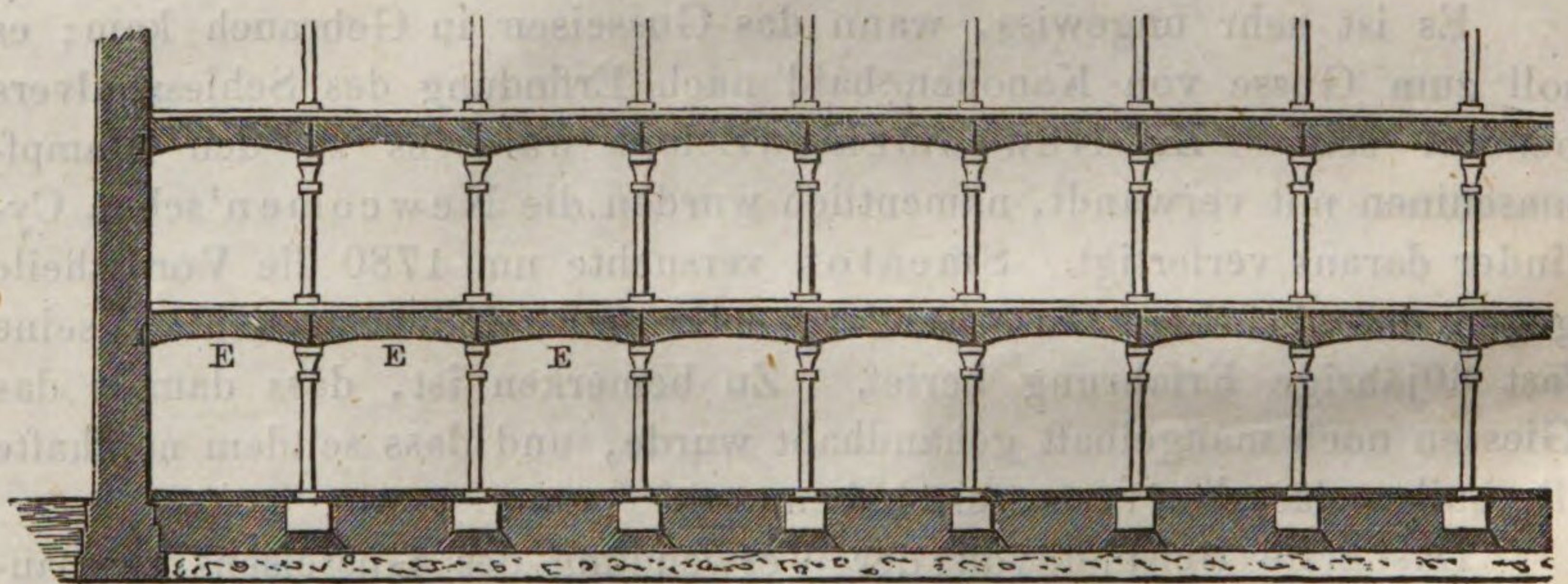


Fig. 3.



Von 1801 bis 1824 wurde nichts Erhebliches in Bezug auf die Form der Träger geleistet; in diesem und den nächstfolgenden Jahren wurde jedoch von mehreren Seiten, namentlich von Hodgkinson, neues Material herbeigeschafft, und es wurden durch mannigfache Experimente Regeln für die Gusseisenconstructions gewonnen. Von diesen Versuchen ist das Wesentlichste im Folgenden enthalten.

Versuche über die relative Festigkeit des Gusseisens.

Vorbemerkungen.

Bei allen nachfolgenden Versuchen dieses sowie der beiden folgenden Abschnitte sind immer nur Träger von gleichartigem Material mit einander verglichen und zwar ist hierbei nach der allgemeinen Formel zu Werke gegangen:

$$W = \frac{A d C}{l},$$

oder auch

$$W = \frac{a d c}{l}.$$

Hier bezeichnet W das Totalgewicht, das den Träger zu zerbrechen hinreicht, und das wieder zerlegt werden kann in die Belastung, welche auf die Mitte gelegt wird, und das Eigengewicht, welches über die ganze Länge vertheilt ist und daher nur mit der Hälfte des Hebelarmes von dem Extragewichte wirkt; danach liesse sich, wenn w das Gewicht von einer Längseinheit des Trägers ist, und l seine Länge bezeichnet, für gleichförmige oder rechteckige Längsschnitte

$$W = \frac{1}{2} w l + W'$$

setzen *).

Die Dimensionen des Trägers sind l Länge, b Breite und d Dicke (auch Höhe), d. h. die Dimension, in welcher der transverselle Druck stattfindet, bei einfacher Belastung also stets die Verticaldimension; die Breite ist nicht eigens in die Formel aufgenommen, wohl aber der Flächenraum, den das Material auf dem Querschnitte einnimmt, und der von Dicke und Breite gleichmässig abhängt, mit A bezeichnet. Wird es wünschenswerth, nur einen bestimmten Theil von A , also etwa bei gusseisernen Trägern den Querschnitt der unteren Rippe, einzuführen, so dient dazu a , das einen ganz bestimmten Theil des Querschnitts bedeutet. C ist ein constanter Factor, der bei Trägern von ähnlichem Querschnitte stets derselbe ist. Die aus den Versuchen berechneten

*) Für elliptische Längsschnitte, wie Fig. 8, ist diese Formel nicht ganz genau, da aber doch immer die Rippen in gleicher Breite durchgehen, so ist (bei dem überhaupt nicht grossen Eigengewichte) der dadurch gemachte Fehler nicht von Belang. — Dasselbe gilt für rechteckige Längsschnitte, bei denen die Unterrippe nach den Stützpunkten zu schmaler wird. — Uebrigens compensirt sich auch der Fehler zum Theil gegen den dadurch begangenen, dass man für die Gusseisenträger (bei denen allein diese abweichenden Längsschnitte vorkommen) die (nicht mitgetheilten) überstehenden Enden nicht abgezogen hat.

rechneten Werthe für C geben daher direct den relativen Werth der gewählten Querschnitte an. Der constante Factor c verhält sich endlich ganz so zu der Berechnung mit Hilfe des Theils a vom Querschnitt, wie C zu der mit Hilfe des ganzen Querschnitts A .

Die Richtigkeit obiger Formel für Träger jedweden Querschnittes ergibt sich aus der Formel für die relative Festigkeit prismatischer Körper. Dieselbe ist immer, wenn T das Trägheitsmoment des Querschnitts in Bezug auf die durch den Schwerpunkt gehende neutrale Axe ist, wenn f' und f'' die Model der absoluten und der rückwirkenden Festigkeit, h' und h'' die Abstände der am stärksten ausgedehnten und comprimierten Fasern von der Neutralaxe, $\frac{f}{h}$ den kleineren der beiden Quotienten $\frac{f}{h'}$ und $\frac{f''}{h''}$, endlich l die Länge bedeutet; $= \frac{n \cdot f T}{h l}$, wobei n einen von Nebenumständen abhängigen Zahlenfactor bezeichnet; so ist bei einem an beiden Enden frei aufliegenden Träger, wie er im Folgenden immer betrachtet werden wird, der Festigkeitsmodel $W = \frac{1}{2} w l + W' = \frac{4 f T}{h l}$ (wenn l wie die übrigen Dimensionen in Zollen gegeben ist). Nun stehen aber die Trägheitsmomente ähnlicher Flächen im Verhältniss wie das Product der Flächen und der Quadrate der Abstände gleichliegender Punkte von der Neutralaxe; daher sich für T immer $A h^2 K$ setzen lässt, wo K einen für jede Querschnittsform constanten Factor bezeichnet. Folglich

$$W = \frac{A h^2 \cdot 4 \cdot K f}{h l},$$

oder allgemein

$$W = \frac{A h^2}{h l} \cdot n K f = \frac{A h}{l} \cdot n K f.$$

Da auch n , und für ein gegebenes Material ebenfalls f constant ist, endlich auch h zu d bei ähnlichen Querschnitten in einem bestimmten Verhältnisse steht, so dass $h = m d$, wobei m constant, so lässt sich endlich setzen

$$W = \frac{A d C}{l}.$$

Die Berechtigung, statt $A C$ den Werth $a c$ einzuführen, wobei a ein gewisser Theil von A , c ein neuer constanter Factor ist, ergibt sich eben so einfach durch die Betrachtung, dass bei ähnlichen Querschnitten auch zwischen A und a ein ganz constantes Verhältniss bestehen muss.

Versuche.

Nro. 1. Leeds 1824.

Balken vom Längsschnitte Fig. 4, und vom Querschnitte Fig. 5.

Fig. 4.

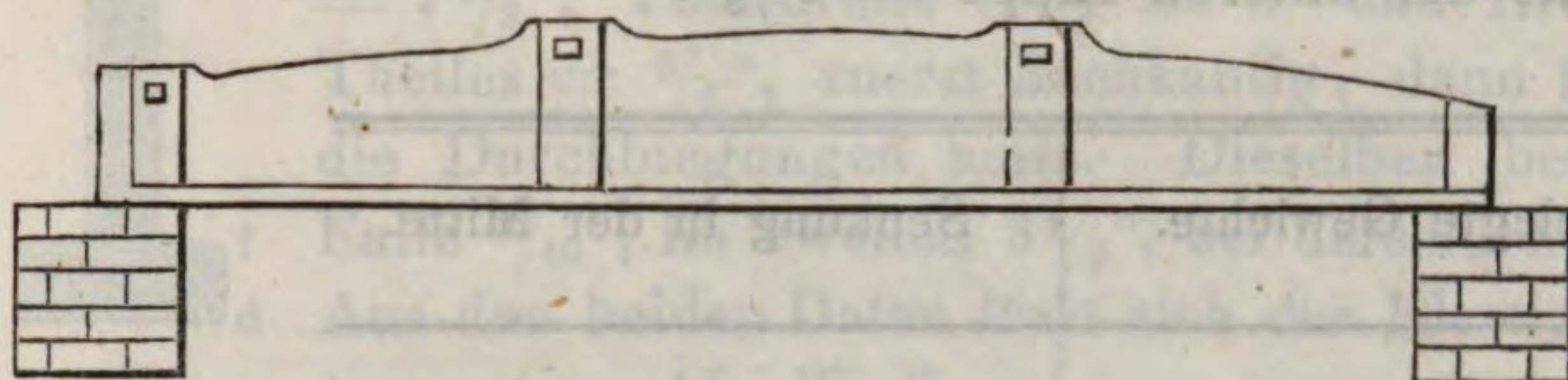
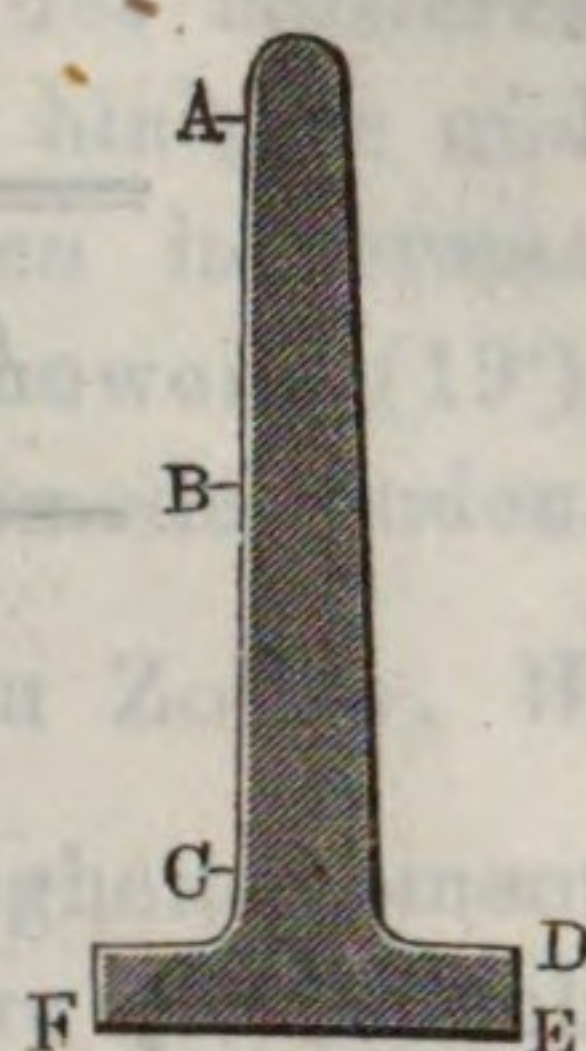


Fig. 5.



Freie Spannweite = 14'

Dicke in der Mitte = 15"

„ nahe bei den Stützpunkten = 9 1/2"

Gewicht = 7 Ctr. 104 Pfd.

Breite bei A = 5/8"

„ „ C = 1"

„ „ FE = 5"

Dicke der unteren Rippe DE = 1'.

Aufgelegte Gewichte.	Senkung in der Mitte in Zollen und Decimal- theilen.	Bemerkungen.
4 Tonnen 10 Ctr.	0,21	
6 —	0,278	
10 —	0,48	Bog sich ein wenig zur Seite.
11 4	0,537	Die Oberkante bedeutend zur Seite gebogen.
12 10	0,665	Der Druck zur Seite nahm beträchtlich zu und drohte den Bruch herbeizuführen.

Nro. 2. Ebenda 1824.

Längs- und Querschnitt von derselben Form.

Freie Spannweite = 16"

Dicke in der Mitte = 15"

„ nahe bei den Stützpunkten = 10"

Breite bei A = $7/8$ "„ „ C = $1\frac{3}{8}$ "

„ „ FE = 6"

Dicke der unteren Rippe = $1\frac{3}{8}$ ".

Aufgelegte Gewichte.	Senkung in der Mitte.
6 Tonnen — Ctr.	0,2
8 5	0,28
11 —	0,4
13 5	0,475
16 —	0,55
18 5	0,675
21 —	0,85
23 —	Bruch nach 2 Stunden.

Vier andere Träger hatten Fehlstellen und brachen an diesen, mehrere Fuss von der Mitte.

Nro. 3. Bradford 1825.

Längs- und Querschnitt von derselben Form.

Freie Spannweite = 20'9"

Dicke in der Mitte = 1'6"

„ nahe bei den Stützpunkten = $11\frac{1}{2}$ "

Breite bei A = 1"

„ „ C = $1\frac{1}{2}$ "

„ „ FE = 6"

Dicke der unteren Rippe = $1\frac{1}{2}$ ".

Aufgelegte Gewichte.	Senkung in der Mitte.
13 Tonnen	1,16
18 18	1,25
19 19	Bruch nach einiger Zeit.

Die Versuche zu Leeds und Bradford sind nebst den gleich zu erwähnenden von Hodgkinson wahrscheinlich die ersten Versuche, die Form gusseiserner Träger zu verbessern. In dieselbe Zeit, 1824, fallen auch die Tredgold'schen Versuche und seine Vorschläge, einen Querschnitt wie Fig. 6 zu nehmen. Von seinen Versuchen gehört jedoch

Fig. 6. keiner hierher; höchstens möchte sein erstes Experiment zu erwähnen sein, bei welchem er einen zwischen den Stützpunkten 19 Fuss messenden Balken vom Querschnitte Fig. 6, Totaldicke (ad) = 9", Dicke des mittleren Theiles (ef) = $7\frac{1}{2}$ ", Totalbreite (ab) = 2" und Breite des mittleren Theiles = $\frac{3}{4}$ ", zuerst hochkantig, dann flach hinlegte und die Durchbiegungen mass. Dieselben betrugen im ersten Falle $\frac{3}{40}$ ", im zweiten $3\frac{1}{2}$ ", bei derselben Spannweite (19'). Aus den beiden Daten lässt sich der Elasticitätsmodel finden,

nach der Formel $s = \frac{45 \cdot W \cdot l^3}{2 \cdot e \cdot T}$, worin s die Senkung in Zollen, W das Gewicht vom Träger, l die Länge vom Träger, T das Trägheitsmoment des Querschnitts vom Träger*) und e den Elasticitätsmodel pro Quadratzoll in Pfunden bezeichnet. Die Biegung im ersteren Falle giebt $e = 14490000$, die im zweiten $e = 18897000$, wobei der letztere Werth als genauer angenommen werden kann, da beim Messen der Senkung von $3,5$ " der Wahrscheinlichkeit nach weniger erhebliche Fehler zu befürchten sind, als beim Messen der Senkung von $\frac{3}{40}$ ". — Tredgold, der den abgebildeten Querschnitt mit gleichen Rippen oben und unten als den zweckmässigsten empfahl, hat keinen solchen Träger bis zum Zerbrechen belastet. Wir müssen daher sofort zu den Versuchen Hodgkinson's übergehen, die jedoch hinlänglich das Irrthümliche des Tredgold'schen Vorschlages darthun**).

Nro. 4.

Träger mit nahezu gleichen Rippen oben und unten, Fig. 7 (a. f. S.) Querschnitt, Fig. 8 Längsschnitt.

*) Dasselbe ist für den ersten Fall $= \frac{bh^3 - b_1 h_1^3}{12} = 77,555$, wenn b die Totalbreite, b_1 die Totalbreite minus Breite des Mitteltheiles, h die Totalhöhe und h_1 die Höhe des schmalen Mitteltheiles bezeichnet; für den zweiten Fall ist es $= \frac{bh^3 + b_1 h_1^3}{12} = 1,26$, wenn b die Summe der Höhe der Rippen, h die Breite derselben bezeichnet, b_1 die Höhe des schmalen Mitteltheiles und h_1 dessen Breite; die Dimensionen sind hier vertauscht, und die Breite tritt in die Bedingungen ein, die vorher der Höhe zukamen.

**) Die zunächst folgenden Experimente sind von Hodgkinson mit Fairbairn zu Manchester vorgenommen, und von Ersterem in den Memoirs of the Manchester Philosophical Society veröffentlicht.

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Breite des mittleren Theiles = 0,29'

Obere Rippe = $0,42" \times 1,75" = 0,735 \square"$

Untere Rippe = $0,39" \times 1,77" = 0,690 \square"$

Totaler Querschnitt = $2,68 \square"$

Gewicht = $36\frac{1}{4}$ Pfd.

Belastung beim Bruche = 6678 Pfd., also einschliesslich des halben Eigengewichts = 6696 Pfd.

Fig. 7.

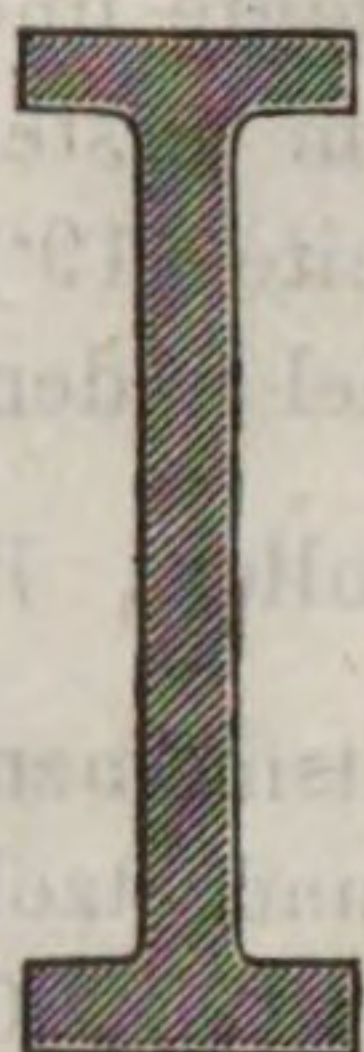
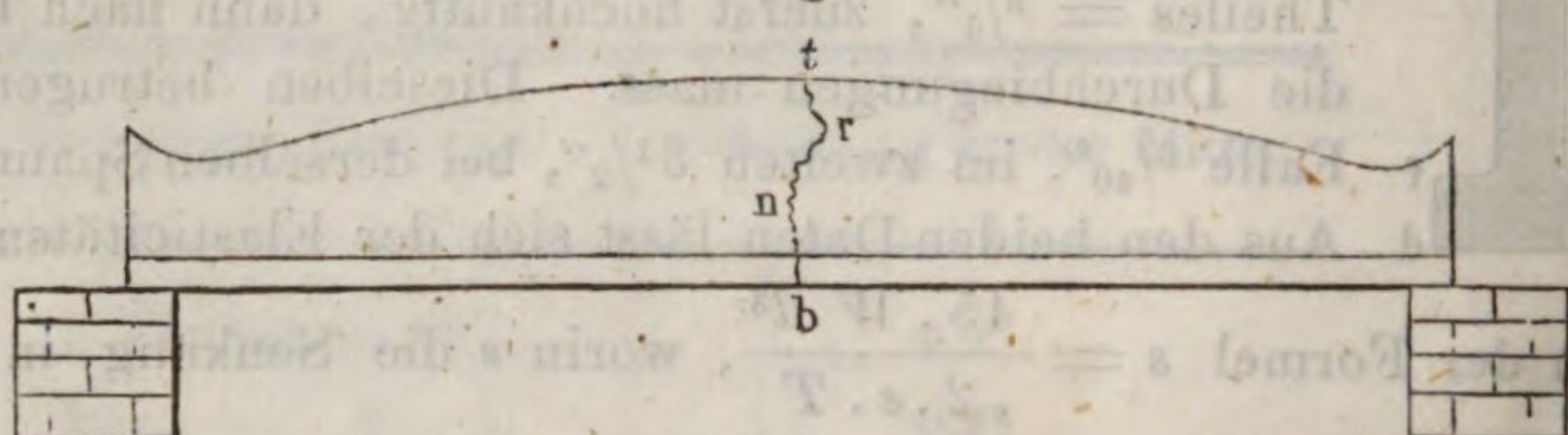


Fig. 8.



Die Form der Bruchlinie zeigt $bnrt$, Fig. 8, wobei $bn = 2,5'$, $tr = 0,6"$ ist.

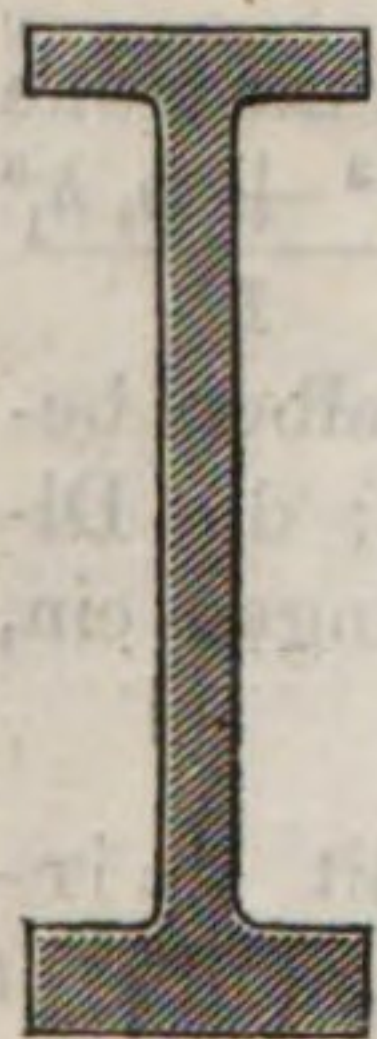
Ermitteln wir nach den Gleichungen $W = \frac{A d C}{l}$ der daraus abgeleiteten $C = \frac{W l}{a d}$ den Werth von C , um ihn mit den Resultaten der nach-

folgenden Versuche zu vergleichen und so die relativen Werthe der Querschnitte zu ermitteln, so bekommen wir $C = 26250 = \frac{l}{d} \cdot 2500$,

wobei man 2500 $\left(= \frac{W}{a}\right)$ als die Stärke des vorliegenden Trägers pro Quadratzoll des Querschnittes bezeichnen kann.

Nro. 5.

Träger, bei dem der Querschnitt der oberen Rippe ungefähr die Hälfte vom Querschnitte der unteren Rippe betrug. Fig. 9, Querschnitt.



Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Breite des mittleren Theiles = 0,30"

Obere Rippe = $1,74" \times 0,26" = 0,45 \square"$

Untere Rippe = $1,78" \times 0,55" = 0,98 \square"$

Totaler Querschnitt = $2,73 \square"$

Gewicht = 39 Pfd.

Belastung beim Bruche = 7368 Pfd., incl. halbes

Eigengewicht = 7388 Pfd.

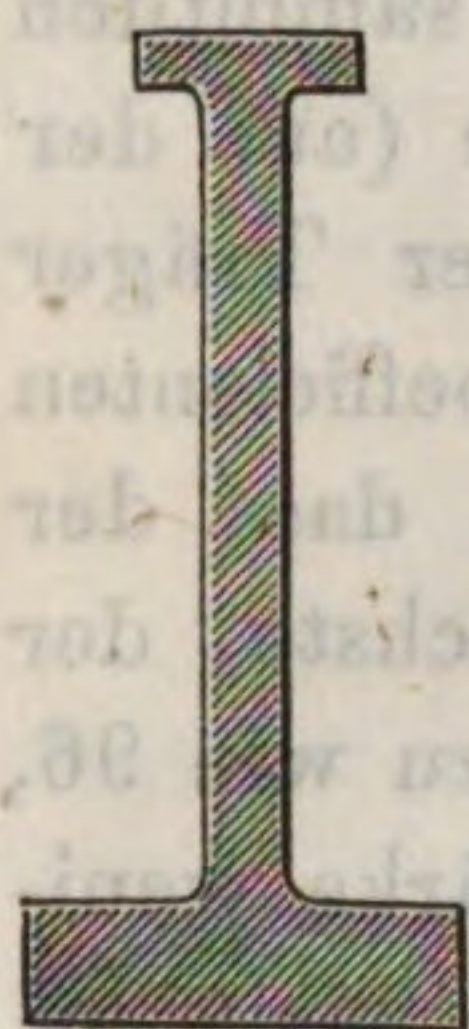
Die Form der Bruchlinie war sehr ähnlich der des vorigen Experimentes; nur tr war bloss $= 0,55''$ lang.

$$C = 28513 = \frac{l}{d} \cdot 2706.$$

Nro. 6.

Träger, bei dem das Verhältniss des Querschnitts der oberen Rippe zu dem der unteren nahezu $1 : 4$ ist. Fig. 10 Querschnitt.

Fig. 10.



Freie Spannweite $= 4'6''$

Dicke $= 5\frac{1}{8}''$

Breite des mittleren Theiles $= 0,32''$

Querschnitt der oberen Rippe $= 1,07'' \times 0,30'' = 0,32 \square''$

Querschnitt der unteren Rippe $= 2,10'' \times 0,57'' = 1,20 \square''$

Totaler Querschnitt $= 2,88 \square''$

Gewicht $= 40$ Pfd.

Senkung vor dem Bruche über $\frac{1}{4}''$

Belastung beim Bruche $= 8270$ Pfd., incl. halbes

Eigengewicht $= 8290$ Pfd.

Der Bruch fand ziemlich genau in der Mitte statt.

$$C = 30330 = \frac{l}{d} \cdot 2878.$$

Nro. 7.

Träger, mit dem bei den ersten Versuchen angewandten Querschnitte (Fairbairn und Lillie). Fig. 11 Querschnitt, Fig. 12 Längsschnitt.

Fig. 11.

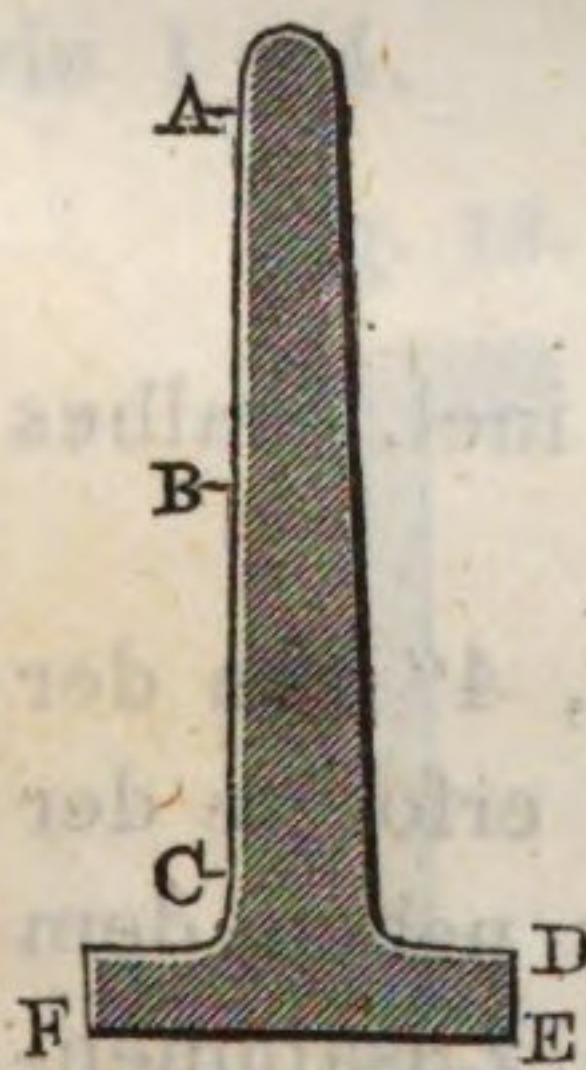
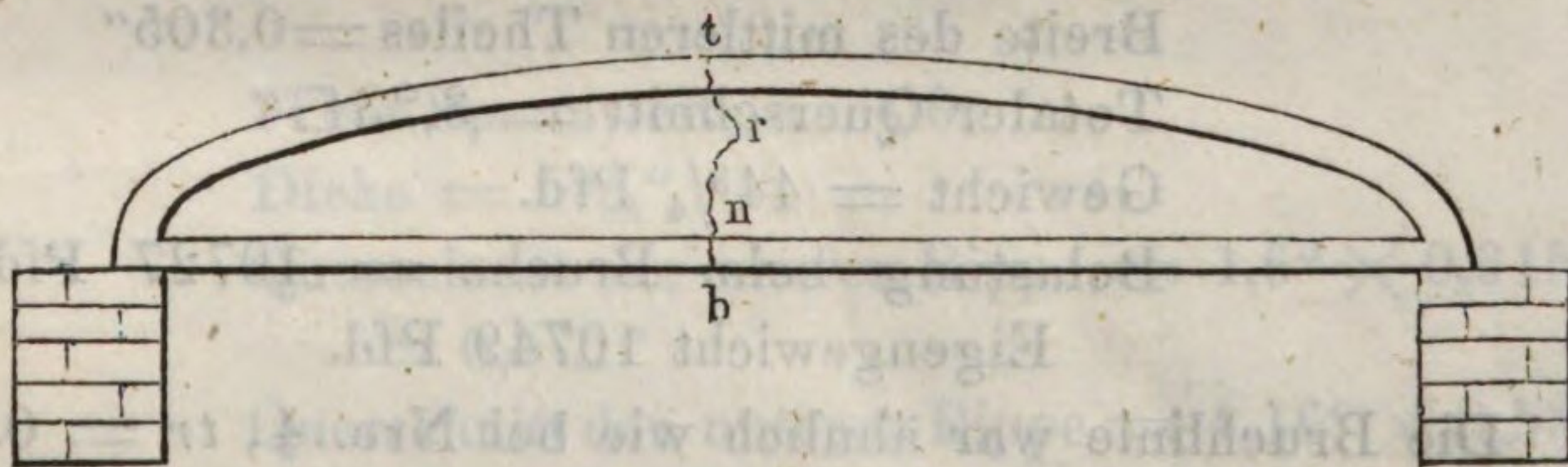


Fig. 12.



Freie Spannweite $= 4'6''$

Dicke $= 5\frac{1}{8}''$

Breite bei A $= 0,32''$

„ „ B $= 0,44''$

„ „ C $= 0,47''$

„ „ FE $= 2,27''$

Querschnitt $= 3,20 \square''$

Gewicht $= 40\frac{1}{2}$ Pfd.

Senkung bei 5758 Pfd. Belastung = 0,25"

„ „ 7138 „ „ = 0,37"

Belastung beim Bruche = 8270 Pfd., incl. halbes Eigengewicht = 8290 Pfd.

Verbog sich etwas vor dem Bruche, was in der Regel bei der gewählten Form nicht der Fall war. Die Form der Bruchlinie zeigt Fig. 12, wobei $tr = 0,75''$ ist.

$$C = 27292 = \frac{l}{d} \cdot 2590.$$

Bei den Versuchen Nro. 4 bis 7 waren die Träger sämmtlich aus derselben Mischung von Eisen und auf dieselbe Weise (auf der Seite liegend) gegossen. Vergleichen wir zunächst diese vier Träger ihrer Stärke nach, wozu, da l und d sich gleich bleiben, die Coefficienten 2502, 2706, 2877 und 2590 dienen können, so ergiebt sich, dass der nach dem Tredgold'schen Vorschlage construirte der schwächste, der von Nro. 6 der stärkste ist. Die Stärken verhalten sich nahezu wie 96, 104, 110 und 100, man hat also beim ersten circa $\frac{1}{25}$ der Stärke weniger, beim zweiten etwa eben so viel mehr, beim dritten $\frac{1}{10}$ mehr als bei dem nach Fairbairn's erster Angabe construirten Träger.

Nro. 8.

Träger, bei dem der Querschnitt der oberen Rippe sich zu dem der unteren nahezu wie 2 zu 9 verhielt.

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}''$

Querschnitt der oberen Rippe = $1,05'' \times 0,34'' = 0,357 \square''$

Querschnitt der unteren Rippe = $3,08'' \times 0,51'' = 1,570 \square''$

Breite des mittleren Theiles = $0,305''$

Totaler Querschnitt = $3,23 \square''$

Gewicht = $44\frac{3}{4}$ Pfd.

Belastung beim Bruche = 10727 Pfd., incl. halbes Eigengewicht 10749 Pfd.

Die Bruchlinie war ähnlich wie bei Nro. 4, $tr = 0,6''$, 4" von der Mitte und schräg auf sie zulaufend. Dem Anscheine nach erfolgte der Bruch durch Zerrung der unteren Partie, da an dieser neben dem Bruche noch ein kleiner Riss war, dagegen oben keine Zusammendrückung und kein Ausbrechen eines Keiles stattgefunden hatte.

$$C = 35066 = \frac{l}{d} \cdot 3328,$$

welcher Coefficient namentlich zur Vergleichung mit dem folgenden Versuchesresultate zu benutzen sein wird, welcher aus demselben Eisen gegossen wurde, und zugleich wie der vorliegende und alle fernerer bis incl. Nro. 16, im Gegensatze zu den Versuchen Nro. 4 bis 7 so gegossen wurde, dass die untere Seite nach oben zu lag, was vortheilhafter

auf die Stärke einzuwirken schien. Wird Nro. 9 mit der erst angegebenen Querschnittsform als Ausgangspunkt der Vergleichung gewählt, so haben wir für den vorliegenden Querschnitt einen Ueberschuss an Haltbarkeit von $\frac{431}{2897}$ oder ungefähr $\frac{1}{7}$. (Vergl. Nro. 9.)

Nro. 9.

Träger wie bei Nro. 1 bis 3 und 7, aber auf die so eben angegebene abweichende Art gegossen, zur Vergleichung mit Nro. 8.

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Breite bei A = 0,29"

„ „ B = 0,425"

„ „ C = 0,46"

„ „ FE = 2,30"

Dicke der unteren Rippe = 0,53"

Querschnitt = 3,06"

Gewicht = 40 $\frac{1}{2}$ Pfd.

Belastung beim Bruche = 8823 Pfd.*), incl. halbes

Eigengewicht 8843 Pfd.

Der Bruch erfolgte $1\frac{1}{2}$ " von der Mitte, die Form der Bruchlinie war wie bei Nro. 7, $bn = 2,25$ und $tr = 0,8$ " (Fig. 12).

$$C = 30528 = \frac{l}{d} \cdot 2897.$$

Nro. 10.

Querschnitt (Fig. 13) mit erheblich in der Breite verstärkten Rippen; der Querschnitt der oberen verhält sich zu dem der unteren etwa wie 1 : 4.

Fig. 13.



Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Querschnitt der oberen Rippe = $1,6" \times 0,315"$
= $0,5 \square"$

Querschnitt der unteren Rippe = $4,16" \times 0,53"$
= $2,2 \square"$

Breite des mittleren Theiles = 0,38"

Totaler Querschnitt = $4,33 \square"$

Gewicht = 57 Pfd.

Senkung bei 11186 Pfd. Belastung = 0,4"

„ „ 12698 „ „ = 0,45"

„ „ 13706 „ „ = 0,52"

*) Bei Nr. 8 und 9 wurden wegen Fehler im Gusse an jedem Ende 3" abgenommen, so dass die freie Spannweite nur 4' war, und die Belastung beim Bruche 12068 und resp. 9926 Pfd. betrug; der besseren Vergleichung halber sind sie von Hodgkinson auf die Spannweite = 4'6" reducirt.

Belastung beim Bruche = 14462 Pfd., incl. halbes Eigengewicht 14491 Pfd.

Der Bruch erfolgte durch Dehnung des unteren Theiles 1" von der Mitte, $bn = 2,5''$.

$$C = 35262 = \frac{l}{d} \cdot 3347.$$

Die Zusammenstellung dieses Ergebnisses mit denen der Versuche 11 und 12, bei welchen die Träger aus dem nämlichen Eisen gegossen sind, folgt bei Nro. 12.

Nro. 11.

Aehnlicher Querschnitt (Fig. 14), doch mit noch breiterer Unterrippe und dem Verhältniss der Rippenquerschnitte 1 : 5½ circa.



Freie Spannweite = 4'6"
 Dicke = 5⅛"
 Querschnitt der oberen Rippe = 1,56"
 $\times 0,315'' = 0,49 \square''$
 Querschnitt der unteren Rippe = 5,17"
 $\times 0,56 = 2,89 \square''$
 Breite des mittleren Theiles = 0,34"
 Totaler Querschnitt = 4,83"
 Gewicht = 67¼ Pfd.

Aufgelegte Gewichte.	Senkung.
8288 Pfd.	0,24 Zoll
12698	0,36
13706	0,40
14210	0,42
15218	0,45
15722	0,48
16226	0,49
16730	0,53

Das letzte Gewicht zerriss den Träger nach einigen Minuten dicht bei der Mitte, also Belastung beim Bruche = 16730 Pfd., incl. halbes Eigengewicht = 16768 Pfd.

$$C = 36580 = \frac{l}{d} \cdot 3472.$$

Nro. 12.

Form des Querschnitts wie Nro. 1 bis 3, 7 und 9. Zur Vergleichung mit Nro. 10 und 11 (Fig. 11).

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Breite bei ABC resp. = 0,29", 0,425", 0,53"

Breite bei FE = 2,34"

Dicke der unteren Rippe (DE) = 0,565"

Totaler Querschnitt = $3,24 \square$ "

Gewicht = 41 Pfd.

Senkung bei 7598 Pfd. = 0,4", bei 8494 Pfd. = 0,43,
bei 8942 Pfd. = 0,47".

Das letzte Gewicht führt nach einigen Minuten $1\frac{1}{2}$ " von der Mitte den Bruch herbei, also Belastung beim Bruche = 8942 Pfd., und incl. halbes Eigengewicht = 8963 Pfd.

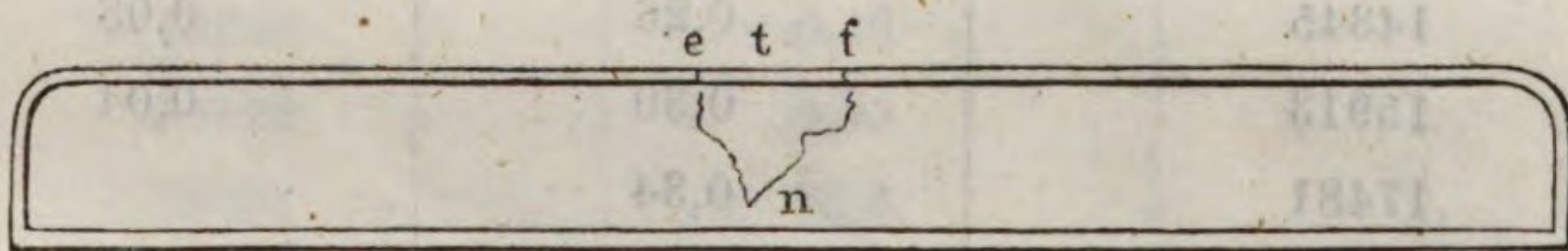
$$C = 29147 = \frac{l}{d} \cdot 2766.$$

Die Stärke der drei Querschnitte Nro. 10 bis 12 verhält sich hienach wie 3347, 3472, 2766, so dass der Träger mit breitester Unterrippe (die $5\frac{1}{2}$ fache der oberen betrug) der haltbarste war. Der Ueberschuss an Stärke über Nro. 12 ist bei Nro. 10 etwa $\frac{1}{5}$, bei Nro. 11 etwa $\frac{1}{4}$.

Nro. 13.

Träger mit Rippen, deren untere etwa den 6fachen Querschnitt der oberen hat, mit gleichförmigem Längsschnitt, wie Fig. 15 zeigt. Dabei blieben die Rippen überall gleich dick, nahmen jedoch an Breite nach den Enden zu ab.

Fig. 15.



Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Querschnitt der oberen Rippe = $2,33" \times 0,31" = 0,72 \square$ "

Querschnitt der unteren Rippe = $6,67" \times 0,66" = 4,40 \square$ "

Breite des verticalen Theiles = 0,266"

Totaler Querschnitt = $6,23 \square$ "

Gewicht = 71 Pfd.

Belastung beim Bruche = 26084 Pfd., incl. halbes Eigengewicht = 26120 Pfd.

Der Bruch erfolgte durch Zerdrückung der oberen Partie, indem ein Keil enf , Fig. 15, ausbrach, von welchem $ef = 5,1"$, $tn = 3,9"$ und $enf = 82^\circ$ war. Der Punkt n liegt demnach ziemlich genau in der Höhe, welche der Schwerpunktsbestimmung gemäss der neutralen Faserschicht zukommt und welche $1,293"$ von der unteren Fläche aus beträgt.

$$C = 44176 = \frac{l}{d} \cdot 4193.$$

Die Zusammenstellung dieses Versuchsergebnisses mit Nro. 14 bis 16, welche wieder aus dem nämlichen Eisen gegossen waren, folgt unten bei Nro. 16.

Nro. 14.

Ebenso geformter Träger wie bei Nro. 13; Verhältniss der Rippe fast wie 1 : 7.

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = 5 $\frac{1}{8}$ "

Querschnitt der oberen Rippe = 2,3" $\times$ 0,28" = 0,64 □"

Querschnitt der unteren Rippe = 6,63" $\times$ 0,65" = 4,31 □"

Breite des mittleren Theiles = 0,335"

Totaler Querschnitt = 6,36 □"

Gewicht = 74 $\frac{3}{4}$ Pfd.

Aufgelegte Gewichte.	Senkung.	Nach dem Wegnehmen der Gewichte blieb Senkung
9328 Pfd.	0,22 Zoll.	0 Zoll.
11397	0,24	0
12777	0,25	0
14345	0,26	0,03
15913	0,30	0,04
17481	0,34	
18265	0,36	
19049	0,38	
20617	0,43	
22185	0,47	
22969	0,48	
	später 0,50	

Belastung beim Bruche = 23249 Pfd., incl. halbes Eigengewicht = 23286 Pfd.

Der Bruch erfolgte ganz nahe bei der Mitte durch Zerreißen.

$$C = 38743 = \frac{l}{d} \cdot 3677.$$

Nro. 15.

Zur Vergleichung ward ein Träger von ähnlichem Querschnitte

(obere Rippe zur unteren wie 2 : 13), aber von elliptischem Längsschnitte, wie die ersten, z. B. Nro. 4, dabei überall von gleicher Breite versucht:

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Querschnitt der oberen Rippe = $1,54'' \times 0,32'' = 0,493 \square''$

Querschnitt der unteren Rippe = $6,50'' \times 0,51'' = 3,315 \square''$

Breite des mittleren Theiles = 0,34"

Totaler Querschnitt = $5,27 \square''$

Gewicht $70\frac{3}{4}$ Pfd.

Aufgelegte Gewichte.	Senkung.	Nach dem Wegnehmen der Gewichte blieb Senkung.
9327 Pfd.	0,26 Zoll.	0 Zoll.
10707	0,27	0
11397	0,28	0
12087	0,30	0
12777	0,31	0
14345	0,34	0
15913	0,35	0
16697	0,42	0,06
17481	0,43	0,06
19049	0,46	
19833	0,50	
20617	0,54	

Belastung beim Bruche = 21009 Pfd., incl. halbes Eigengewicht = 21044 Pfd.

Die Form der Bruchlinie war ähnlich wie bei Nro. 4 (Fig. 7), $b n$ mass 1'8". Der Bruch erfolgte ganz nahe bei der Mitte durch Zerreißen.

$$C = 42073 = \frac{l}{d} \cdot 3993.$$

Nro. 16.

Form des Querschnitts wie bei Nro. 1 bis 3, 7, 9 und 12, ebenfalls zur Vergleichung.

Freie Spannweite = 4'6"

Dicke = $5\frac{1}{8}$ "

Breite bei A, B und C = resp. 0,30", 0,42" und 0,45

Breite bei FE = 2,28'

Dicke der unteren Rippe = 0,51"

Querschnitt = 3,01 □"

Gewicht = 40 Pfd.

Belastung beim Bruche $\begin{cases} < 9327 \text{ Pfd.} \\ > 8965 \text{ Pfd.} \end{cases}$

Das letztere Gewicht trug der Balken, brach aber, als ein Theil des ersteren noch gestützt war, schon zusammen. Annähernd lässt sich das arithmetische Mittel, also incl. halbem Eigengewicht circa 9166 Pfd. annehmen.

Danach ist $C = 32073 = \frac{l}{d} \cdot 3045$.

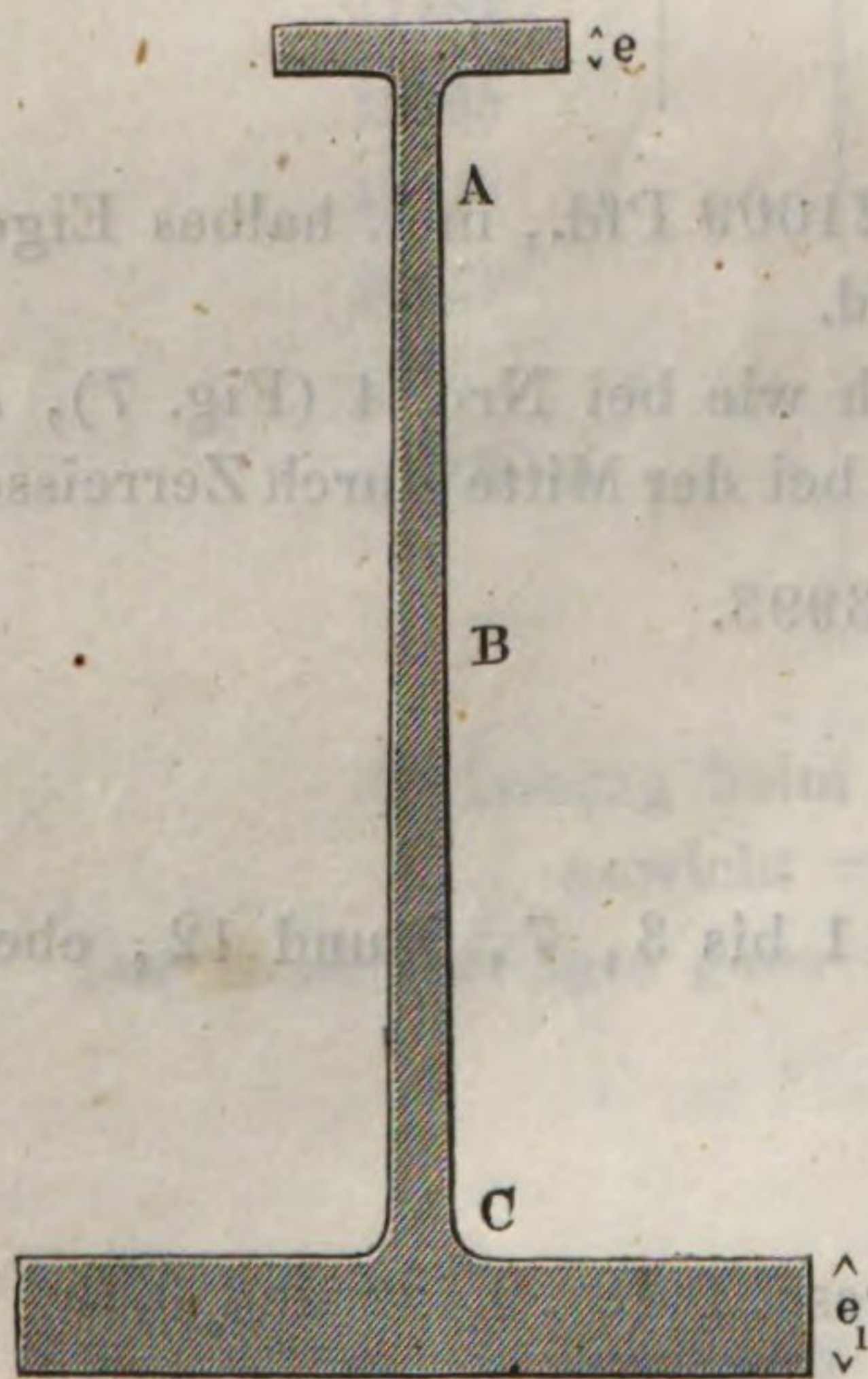
Hiernach verhalten sich die Querschnitte von Nro. 13, 14, 15 und 16 wie 4193, 3677, 3993 und 3045; Nro. 13, bei weitem der stärkste, ist gegen Nro. 16, den schwächsten, um beinahe $\frac{2}{5}$, Nro. 14 gegen Nro. 16 nur um etwa $\frac{3}{10}$ im Vorthail.

Es ist bemerkenswerth, dass die Festigkeit bei den Querschnitten mit überwiegender Unterrippe nahezu im Verhältniss des Flächenraums der letzteren steht, so dass man, wenn man statt des Totalquerschnitts A den Querschnitt a der Unterrippe zur Auffindung eines constanten Factors anwendet, noch ein übereinstimmenderes Resultat bekommt, als durch Einführung der Grösse A . Wenn man

$$W = \frac{a d c}{l}, \text{ also } c = \frac{W l}{a d}$$

setzt, so hat man nahezu $c = \frac{l}{d} \cdot 6000$ für W in Pfunden im Durchschnitt, wobei die äussersten Grenzen nie sehr bedeutend von diesem

Fig. 16.



Mittel abweichen, welches zugleich ungefähr das Resultat des 13ten Versuchs ist. Für W in Tonnen hat man ungefähr $c = 27$. Berechnet man hiernach die Festigkeit eines Balkens, wie z. B. der vom Querschnitt Fig. 16, wo die freie Spannweite = 26' = 312", die Dicke = 27,5", die Querschnittsfläche der Unterrippe = 3" × 16" = 48 □" ist, so bekommen wir

$$W = \frac{27 \times a d}{l} = \frac{27 \times 48 \times 27,5}{312}$$

= 114 Tonnen. Dieser Werth stimmt sehr gut mit der Berechnung nach der Tate'schen Formel überein, nach welcher

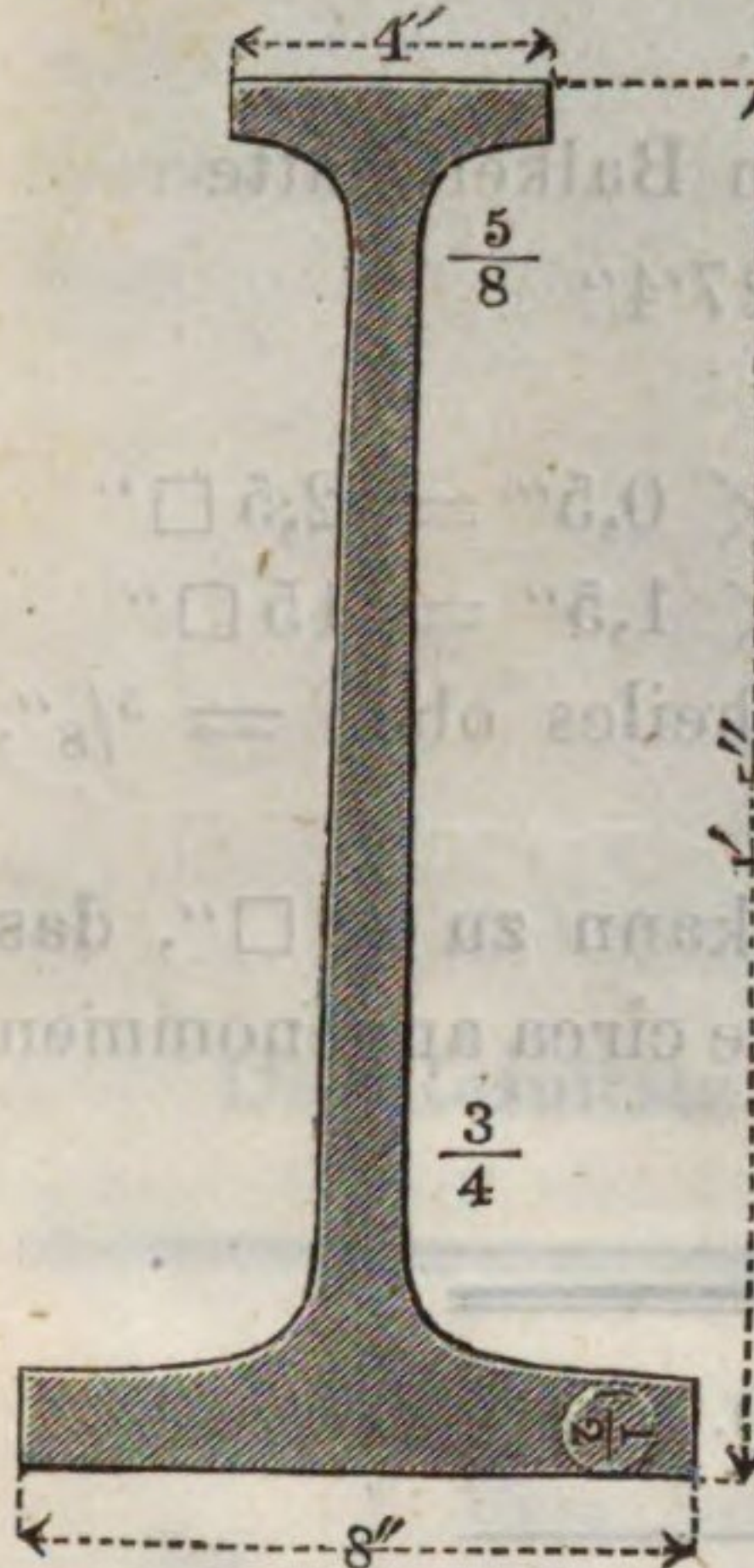
$$W = \frac{16 a_1 (2 d - e - e_1)^2}{l (2 d + e_1 - e)}$$

Tonnen ist, wenn a_1 = Querschnitt der

d = Dicke des Balkens, e = Dicke der Oberrippe und e_1 = Dicke der Unterrippe gesetzt wird; also in diesem Falle $W = \frac{16 \cdot 48 \cdot 51^2}{312 \cdot 57} = 112$ Tonnen ist. Vergleiche jedoch darüber Seite 22, Anmerkung.

Nro. 17.

Für eine der grössten Spinnereien im nordwestlichen England neuerer Anlage (die Salt'sche Spinnerei) wurden zwei Versuche mit Trägern von mehr als gewöhnlicher Länge angestellt, welche hier einen Platz verdienen.



Der erste derselben hatte

Freie Spannweite = 22'6"

Dicke = 1'5"

Obere Rippe = 4" $\times$ 0,5" = 2 □"

Untere Rippe = 8" $\times$ 1,5" = 12 □"

Breite des mittleren Theiles oben = 5/8"

" " " " unten = 3/4"

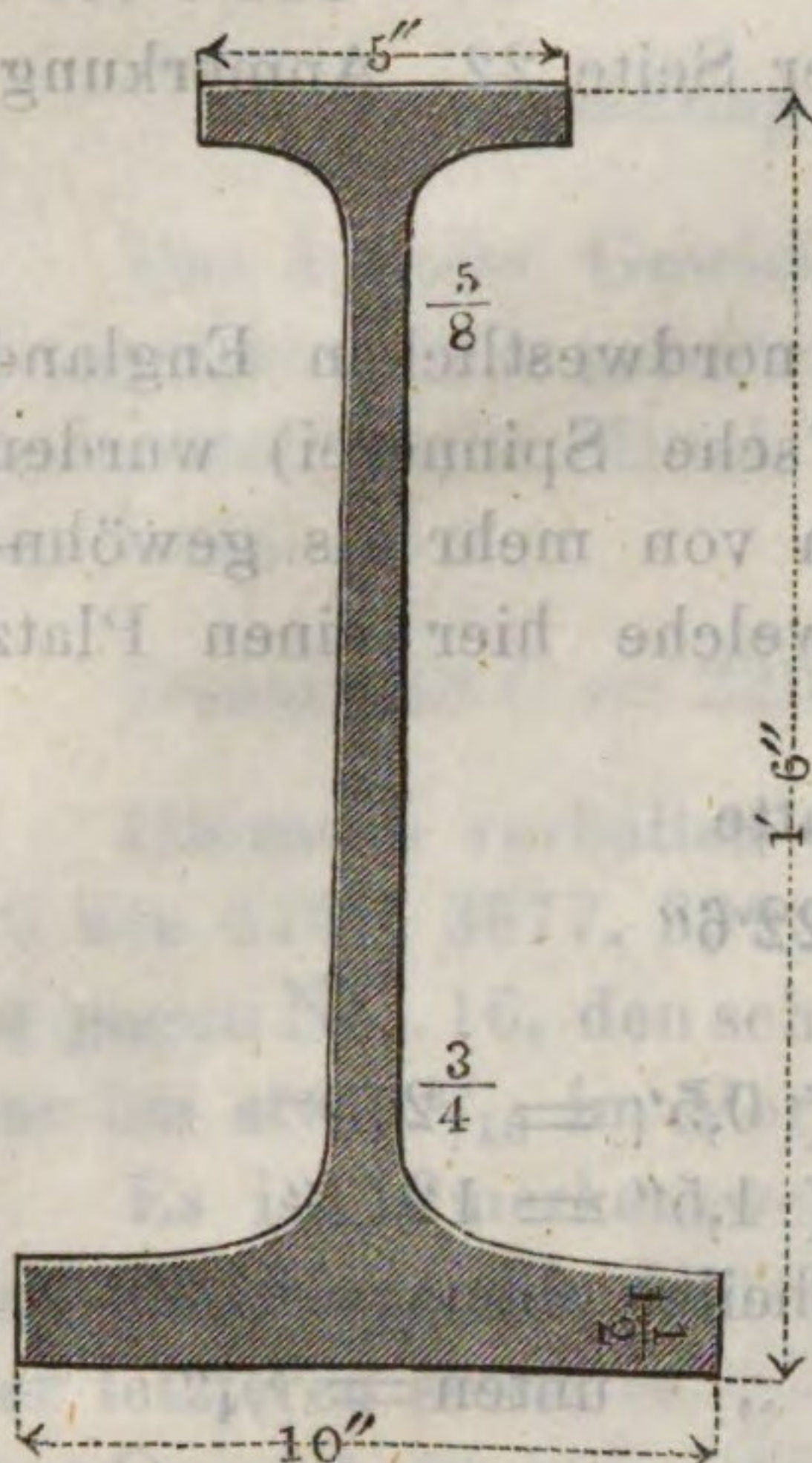
Die Querschnittsfläche kann zu 25 □", das Gewicht zu 114 Ctr. circa gesetzt werden. Der Längsschnitt war so, dass die Dicke nach den Enden zu bis auf 11" abnahm.

Aufgelegte Gewichte.		Senkung *).
7 Tonnen	— Ctr.	0,31 Zoll.
7	18	0,43
8	15	0,46
9	12	0,56
10	9	0,62
11	6	0,65
12	3	0,75
13	—	0,81
13	17	0,84
14	14	0,90
15	11	0,92
16	8	1,06
17	5	1,12
18	2	1,18
18	19	1,25
19	16	1,31
20	13	1,43
21	10	1,50
22	7	Der Bruch erfolgte.

*) 200 verschiedene Träger von derselben Form wurden mit 8 Tonnen auf der Mitte belastet und senkten sich sämmtlich zwischen 7/16 und 1/2 Zoll.

Nach der Formel, die beim vorigen Experimente angegeben war,

Fig. 18. $W = \frac{a d c}{l}$, stellt sich heraus, dass $W = 20\frac{1}{2}$



Tonnen circa betragen würde. Der Werth C stellt sich jedoch nur auf 14, wenn man in der Formel $W = \frac{A d C}{l}$ für W 22 Tonnen einsetzt, und für W in Pfund auf 31800.

Nro. 18.

Der zweite der genannten Balken hatte

Freie Spannweite = 27'4"

Dicke = 1'6"

Obere Rippe = 5" $\times$ 0,5" = 2,5 □"

Untere Rippe = 10" $\times$ 1,5" = 15 □"

Breite des mittleren Theiles oben = 5/8",
unten = 3/4".

Die Querschnittsfläche kann zu 29 □", das Gewicht zu 1 Tonne circa angenommen werden.

Aufgelegte Gewichte.

Senkung*).

Aufgelegte Gewichte.		Senkung*).
8 Tonnen	15 Ctr.	0,50 Zoll.
9	12	0,56
10	9	0,59
11	6	0,65
12	3	0,75
13	0	0,84
13	17	0,93
14	14	1,06
15	11	1,12
16	8	1,18
17	5	1,31
18	2	1,43
18	19	1,56
19	16	1,71
20	13	1,84
21	6	1,96
21	16	2,12
29	6	

Der Bruch erfolgte.

*) 200 verschiedene Träger von der angegebenen Form wurden mit 12 Tonnen auf der Mitte belastet und senkten sich sämmtlich zwischen 3/8 und 5/8".

Die Formel $W = \frac{adc}{l}$ giebt hier 22 Tonnen; für $W = \frac{ADC}{l}$ und W in Pfunden wird der Werth $C = 41440$.

Nro. 19 bis 26.

Die folgenden acht Experimente mit gusseisernen Trägern wurden von der Eisenbahnbaucommission angestellt, um zu ermitteln, welches die Widerstandsfähigkeit gusseiserner Träger gegen einen transversell wirkenden Stoss ist, und insbesondere, ob eine über den Träger vertheilte permanente Belastung günstig in diesem Falle einwirkt. Sämmtliche angewandte Träger hatten

Freie Spannweite = 13'6"

(Totallänge = 14'6")

Querschnitt = 3 × 3 Zoll

Gewicht der freien Länge im Mittel = 382 Pfd.

(Totalgewicht = 411 Pfd.)

Gewicht der herabfallenden Kugel = 303 Pfd.

Die Resultate sind in folgender Tabelle leicht zu übersehen.

Nro. des Versuchs.	Dem Träger aufgelegte permanente Belastung.	Fallhöhe s , bei der der Balken zerbrach, in Fussen.	Geschwin- digkeit v , mit der d. Kugel auffiel ($\sqrt{2gs}$) in Fussen.	Werth Wv (Geschwin- digkeit mal Gewicht).
19	0	2'4½"	12,358	3744
20	4 Pfd. Blei auf die Mitte.	2'9"	13,301	4030
21	28 Pfd. auf die Mitte.	3'6"	15,005	4546
22	166 Pfd. vertheilt, 4 Pfd. Blei auf die Mitte.	4'	16,042	4860
23	389¼ Pfd. vertheilt, 4 Pfd. Blei auf die Mitte.	4'	16,042	4860
24	389 Pfd. vertheilt.	4'	16,042	4860
25	391,2 Pfd. vertheilt, 4 Pfd. Blei auf die Mitte.	5'6"	18,810	5699
26	956¼ Pfd. vertheilt, 4 Pfd. Blei auf die Mitte.	5'	17,935	5434

Die Senkungen waren sehr bedeutend, doch schienen sie die Balken nicht besonders zu schwächen.

Nro. 27 und 28.

Träger, ebenfalls von 13'6" freier Spannweite und 3×3 " Querschnitt, also den nämlichen Dimensionen, zur Vergleichung mit den vorigen.

Nro. des Versuchs.	Eigen- gewicht.	Belastung in der Mitte bei Bruch.	Grösste Senkung.
27	380,1 Pfd.	2698 Pfd.	4,863 Zoll
28	378,9	2671	4,391 „
Mittel von 27 und 28.	379,5	2685	4,627 „

Die Fähigkeit, einem augenblicklichen Stosse zu widerstehen, ist hiernach (wenn wir das Mittel aus 27 und 28 mit Nro. 19 vergleichen und beide Male vom Eigengewichte absehen) um mehr als $\frac{1}{3}$ grösser, als die gewöhnliche transverselle Festigkeit und wächst mit der permanenten Belastung, so dass man also um so sicherer gegen momentane Stösse ist, je stärker die Festigkeit eines Trägers bereits in Anspruch genommen ist.

Anmerkung. Obwohl die Sorten des englischen Gusseisens und die Zusammensetzung der Träger aus denselben für das deutsche Publicum keineswegs solch Interesse haben können, wie für das englische, so darf doch dieselbe nicht ganz übergangen werden. Die Träger der Versuche Nro. 4 bis 7 werden angegeben als bestehend aus $\frac{1}{3}$ Blaina Nro. 2, $\frac{1}{3}$ Blaina Nro. 3. (aus Wales) und $\frac{1}{3}$ WSS Nro. 3 aus Shropshire. Die der Versuche Nro. 17 und 18 sind gegossen aus $\frac{1}{3}$ Gartsherrie Nro. 3, $\frac{1}{3}$ Dundyvan Nro. 3, und $\frac{1}{3}$ Hematite Nro. 3. Die Versuche Nro. 19 bis 28 endlich wurden mit Trägern aus Blaenavon-Eisen Nro. 2 angestellt. Erstere zwei Zusammensetzungen werden namentlich zu Trägern empfohlen.

Folgerungen aus den Versuchen über die relative Festigkeit des Gusseisens.

Zur Vergleichung des relativen Werthes der verschiedenen Querschnitte sind die Hodgkinson'schen Versuche Nro. 4 bis 16*) vollkommen hinreichend und namentlich auch deshalb bequem, weil Dicke und Länge

*) Dieselben sind von Fairbairn allerdings nur in einer Auswahl wiedergegeben, indessen ist dieselbe doch insofern vollständig, als durchaus keine anderweite Querschnittsform angewandt wurde.

stets constant sind und daher aus dem Coefficienten C noch $\frac{l}{d}$ abgesondert werden kann. Alsdann haben wir die schon bei jedem Versuche angegebenen Zahlen, welche für den Tredgold'schen Querschnitt (Nro. 4) den relativen Werth 2502, für den Fairbairn'schen (Mittel aus 7, 9, 12 und 16) den Werth 2814*), für den Querschnitt mit dem Verhältniss der Rippen 1 : 2 (Nro. 5) den Werth 2706, für die Querschnitte, wo jenes Verhältniss etwa wie 1 : 4 ist (Mittel aus 6, 8 und 10), den Werth 3184, für die, wo das Verhältniss der Rippen zwischen 1 : 5½ und 1 : 7 schwankt (Mittel aus 11, 13, 14 und 15), endlich den Werth 3834**). Danach sind die lezteeren bei weitem die brauchbarsten unter denen, welche einem Versuche unterworfen sind. Nicht in der Versuchs-

*) Die Versuche Nro. 2 und 3 (Nro. 1 eignet sich nicht zu Folgerungen) ergeben $C = 27629$ und 25955 , im Mittel $= 26792$, während C aus den genannten vier Versuchen berechnet $= 29640$ ist. Combinirt geben beide Resultate $C = 28690$.

**) Oder $C = 40397$. Wird diese Zahl mit den Werthen C aus Nro. 17 (31800) und 18 (41440) zusammengestellt, so bekommt man im Mittel $C = 37880$, dem der relative Werth 3600 etwa entspricht. Berechnet man, wie im Folgenden geschehen, C der bequemerer Uebersicht halber für Angabe der Bruchbelastung in Tonnen, so ergibt sich folgende Tabelle:

$$l = 54'', d = 5,125''.$$

Nro. des Versuchs.	Querschnittsform.	Querschnitt (A) in $\square''$.	Bruchbelastung (W) in Tonnen.	C nach der Formel $C = \frac{Wl}{Ad}$ berechnet für W in Tonnen ausgedrückt.
4	Gleiche Rippen	2,68	3,0	11,8
7	Nur eine Rippe unten	3,20	3,7	12,2
9	—	3,06	3,9	13,4
12	—	3,24	4,0	13,0
16	—	3,01	4,9	17,2
5	Rippe 1 : 2	2,73	3,3	12,7
6	Schmal. Rippen. { „ 1 : 4	2,88	3,7	13,5
8		3,23	4,8	15,7
10	Mittler. Rippen. { „ 1 : 4	4,33	6,5	16,8
11		4,83	7,5	16,4
13	Breite Rippen. { „ 1 : 6	6,23	11,7	19,8
14		6,36	10,4	17,2
15		5,27	9,4	18,8

reihe einbegriffen ist der S. 1 erwähnte Querschnitt von Watt und Boulton; jedoch lässt sich leicht berechnen, dass derselbe selbst dem schwächsten der hier erwähnten Querschnitte noch um etwas nachstehen würde. Eine weitere Verstärkung der oberen Rippe ist allerdings auch nicht versucht.

Unter den gegebenen Querschnittsformen ist die von Nro. 13 bei weitem die stärkste; dieselbe hat aber nicht bloss die stärkste Unterrippe, sondern auch das günstigste Verhältniss der Rippenquerschnitte zum Totalquerschnitte. Er erfüllt daher am besten die Bedingung, dass die Masse eines Trägers möglichst an die von der Neutralaxe (dem Schwerpunkt) entferntesten Theile zu verlegen ist.

Ein fernerer wichtiger Punkt ist die Bestimmung des Festigkeitsmoduls des Gusseisens und zwar sowohl des der absoluten als der rückwirkenden Festigkeit aus den angeführten Versuchen. Da die rückwirkende Festigkeit des Gusseisens um ein Bedeutendes grösser ist, als seine absolute Festigkeit, so lässt sich zuvörderst mit Sicherheit annehmen, dass diejenigen Träger, bei denen die obere und untere Hälfte symmetrisch sind, wie bei den Versuchen Nro. 4, 27 und 28, nur in Bezug auf ihre absolute Festigkeit in Anspruch genommen sind. Daher gilt für den Model der absoluten Festigkeit die Formel $\frac{Wl}{4} = \frac{fT}{h}$. Hierbei ist zu setzen $h = \frac{1}{2}d$, und bei Nro. 4, sobald d wie oben die Dicke des Trägers,

Für die Formel $W = \frac{adc}{l}$ würde folgende Tabelle sich ergeben (vergl. S. 16).
 $l = 54''$, $d = 5,125''$.

Nro. des Versuchs.	Querschnitt der unteren Rippe (a) in $\square''$.	Bruchbe- lastung in Tonnen.	c nach der Formel $c = \frac{Wl}{ad}$ berechnet für W in Tonnen ausgedrückt.
4	0,69	3,0	45,8
Mittel aus 7, 9, 12 u. 16	1,25	4,1	34,6
5	0,98	3,3	34,3
Mittel aus 6 und 8	1,39	4,2	31,8
Mittel aus 10 und 11	2,55	7,0	28,9
Mittel aus 13, 14 und 15	4,01	10,5	27,6

Man sieht hieraus, wie sehr der Werth c bei verschiedenen Querschnittsformen verschieden ist und wie derselbe bei zunehmender Festigkeit des Trägers abnimmt.

b die Breite der Rippen, β die des mittleren Theils, endlich α die Dicke der Rippen bezeichnet, $T = \frac{b \cdot d^3 - (b - \beta)(d - 2\alpha)^3}{12}$, bei Nro. 27 und 28 dagegen, wo $d = b$ ist, wird

$$T' = \frac{d^4}{12} \text{ und } \frac{T}{h} = \frac{d^3}{6}.$$

Dies giebt für Nro. 4 den Werth $f = 24500$, für das Mittel aus 27 und 28 den Werth $f = 24160$, welche man als Model der absoluten Festigkeit des Gusseisens gebrauchen kann. Das nämliche Verhältniss findet auch noch ohne alle Frage bei den Versuchen 5, 6, 8 und 10 statt, bei denen allerdings erst die Lage des Schwerpunkts zu ermitteln ist, worauf dann (wenn man h' für den Abstand der obersten, h'' für den der untersten Faser vom Schwerpunkte, α' und α'' für die Dicke der Rippen, b' und b'' für ihre Breite, β für die Breite des mittleren Theiles setzt, wobei selbstverständlich $h' + h'' = d$)

$$\frac{Wl}{4} = \frac{f}{3h''} [b' h'^3 - (b' - \beta)(h' - \alpha')^3 + b'' h''^3 - (b'' - \beta)(h'' - \alpha'')^3].$$

Nach dieser Gleichung bekommen wir, den Abstand h'' als Divisor benutzend, den Model der absoluten Festigkeit, und zwar berechnet sich derselbe:

$$\text{aus Nro. 5 } f = 22800$$

$$\text{„ „ 6 } f = 24700$$

$$\text{„ „ 8 } f = 23000$$

$$\text{„ „ 10 } f = 23900.$$

Ziehen wir aus diesen und den vorigen Resultaten das Mittel, so bekommen wir $f = 23800$.

Bei den Versuchen Nro. 13, 14 und 15 lässt sich (obwohl für Nro. 13 aus den Versuchen ein Zerdrücken, für 14 und 15 ein Zerreißen von vornherein wahrscheinlich ist) doch die Frage aufwerfen, ob die absolute oder rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen war, als der Bruch erfolgte. Wir müssen daher statt des vorderen gemeinsamen Fac-

tors $\frac{f}{3h''}$ (wobei f gesucht ist) auch den $\frac{f}{3h'}$ einsetzen.

Im ersteren Falle bekommen wir als Model der absoluten Festigkeit

$$\text{aus Nro. 13 } f = 29000$$

$$\text{„ „ 14 } f = 23000$$

$$\text{„ „ 15 } f = 23300.$$

Dies bestätigt die Angaben der Experimentatoren bei Nro. 14 und 15, dass dort der Bruch durch Zerreißen der unteren Partie erfolgte, denn der gefundene Werth von f stimmt mit den obigen sehr gut überein. Bei Nro. 13, wo der Angabe nach eine Zerdrückung des oberen Theils stattfand, entspricht auch der für f gefundene Werth dem Model der absoluten Festigkeit nicht und hat derselbe keine Bedeutung.

Für den Model der rückwirkenden Festigkeit haben wir die Werthe

aus Nro. 13	$f = 86000$
„ „ 14	$f = 66800$
„ „ 15	$f = 64400$

Die aus Nro. 14 und 15 berechneten Werthe sind, wie zu erwarten (da die rückwirkende Festigkeit bei ihnen nicht beansprucht ist), ohne Geltung. Aber auch Nro. 13 giebt einen etwas niedrigen Werth, und dieser Umstand weist immerhin auf die Möglichkeit hin, dass die neutrale Axe factisch in Folge eines Fehlers der Form oder dergleichen um etwas niedriger lag, als sich aus der Berechnung ergibt. Schon wenn man sie auf 1,1 (statt 1,3) von der unteren Fläche ansetzt, bekommt man leidliche Uebereinstimmung mit den gewöhnlichen Angaben des Models der rückwirkenden Festigkeit des Gusseisens (er wird dann etwa $= 100\,000^*$). Auf alle Fälle lässt sich auf das vereinzelte Ergebniss von Nro. 13 kein grosses Gewicht legen und höchstens in Uebereinstimmung mit dem Folgenden daraus schliessen, dass die rückwirkende Festigkeit des Gusseisens oft zu hoch angegeben wird.

Unbedingt wäre die Folgerung unrichtig, dass, da beim stärksten Querschnitte das Verhältniss der Oberrippe zur Unterrippe wie 1 : 6 ist, nun die absolute Festigkeit des Gusseisens etwa $\frac{1}{6}$ der rückwirkenden wäre; wollte man überhaupt nach dem Flächenverhältnisse gehen, so würden sich bei der bedeutenden Verschiebung des Schwerpunktes nach unten ganz andere Zahlen ergeben**). Allein hierauf kommt es, wie die obigen Formeln zeigen, nicht an, sondern auf die Werthe h' und h'' , und wir müssen den Querschnitt für den günstigsten ansehen, wo h' (Abstand der obersten Faser vom Schwerpunkt) sich zu h'' (Abstand der untersten Faser vom Schwerpunkte) verhält, wie die rückwirkende zur absoluten Festigkeit; so dass demnach, wenn wir f' den Model der rückwirkenden, f'' den der absoluten Festigkeit nennen, $\frac{f'}{h'} = \frac{f''}{h''}$. Das Verhältniss von f'' zu f' ist ungefähr wie 1 : 4, nach manchen Angaben z. B. Tab. III. ist f' relativ noch höher; dies wird unter allen obigen Versuchen von keinem erreicht, daher unter denselben der den stärksten Querschnitt ergibt, wo h' am grössten ist. Dies ist Nro. 13, wo nach der Berechnung $h = 3,8''$, allein vermuthlich noch grösser, etwa $= 4''$, war. — Jedenfalls ist dem Querschnitte mit den zwei breiten Rippen, die sich wie 1 : 6 verhalten, ein hoher Grad von Festigkeit nicht abzusprechen.

*) Vergl. Tabelle III. pag. 42. Die hier berechneten Werthe fallen gänzlich in die Grenzen dieser Tafel; dass aber durchgehends für die Model der absoluten Festigkeit ein hoher (wiewohl von dem für die amerikanischen Geschützrohre angegebenen noch meist übertroffener) Werth sich ergibt, ist daraus erklärlich, dass man zu den Versuchen besonders taugliches (zähes) Eisen auswählte.

**) Bei Nro. 13 hätte man oben $0,72 + 0,93 = 1,65\Box''$, unten $4,40 + 0,18 = 4,58\Box''$, also noch nicht 1 : 3.

Von der experimentellen Auffindung dieses Querschnitts datirt auch im Grunde erst die ausgedehnte Anwendung des Gusseisens zu Constructionen; man konnte mit ihm sogleich die Grenze der Spannweiten von 14' auf 20' erweitern, und überschritt selbst diese bisweilen ohne alle Gefahr. So hat Fairbairn bei Gebäuden 26', bei Brücken 40' Spannweite angewandt; allein nur in einem Falle (für eine Brücke der Haarlemer Eisenbahn) ist hierüber hinaus bis zu einer Spannweite von 76' geschritten. — Häufig ist allerdings auch leichtsinnig verfahren, und manche Unglücksfälle (z. B. der Einsturz einer Baumwollenspinnerei zu Oldham 1844, bei welchem mehr als 20 Menschen umkamen, der der Gough'schen Fabrik in Salford 1828, und der Gray'schen in Manchester 1845) geben davon Kunde. In der überwiegenden Mehrzahl der Fälle tragen unstreitig fehlerhafte Berechnungen und Constructionen die Schuld; allein der Umstand, dass das Gusseisen immer plötzlich, ohne vorhergehende Warnungszeichen, bricht und dass weit leichter Fehlstellen durch Blasen, Schlackentheile in ihm vorkommen und übersehen werden können, als beim Schmiedeeisen*), haben sehr viel dazu beigetragen, dass das Gusseisen von dem letztgenannten Material weit überflügelt wurde, welches vermöge seiner faserigen Structur alle jene Nachtheile nicht hat, und zugleich, theils wegen seiner grösseren absoluten Festigkeit, theils wegen seiner Dehnbarkeit und Fähigkeit, sich bei weitem vielseitiger formen zu lassen, auch beträchtlich längere Spannweiten zulässt.

Noch ein Nachtheil, den die krystallinische Structur des Gusseisens mit bedingt, ist das Entstehen von Rissen ohne mechanische Einwirkung, bloss durch rasche Temperaturveränderungen. Hierbei zeigt sich oft, dass bei der Bruchstelle eine sehr bedeutende Spannung stattgefunden haben muss, da die Risse manchmal sehr weit klaffen und grosse Kraft dazu gehört, ihre Ränder wieder zu vereinigen. Man hat diese abnormen Spannungen nicht ohne Grund auf ungleiches Abkühlen nach dem Gusse, sowie auf unvollkommene Vermischung der verschiedenen Eisenpartien geschoben, und es ist stets eine gehörige Mengung der Eisensorten, sowie ein gutes Bedecken der Formen nach dem Gusse zu empfehlen; letzteres, um die Abkühlung möglichst zu verlangsamen. Die Veränderungen übrigens, die an fertigen Trägern durch Zeit und Temperatur hervorgebracht werden, sollen im Folgenden noch eigens betrachtet werden, ehe zur Besprechung des Einflusses vom Umschmelzen und zu der von einigen der verschiedenen Sorten übergegangen wird.

*) Bei diesem sind sie in Folge der vielen mit ihm vorgenommenen Processe, Puddeln, Hämmern, Schweissen und Walzen weit eher zu entdecken, daher meist so klein, dass sie nie bei Trägern, sondern höchstens bei Kesselblechen schaden können.

Der Einfluss der Zeit und der Temperatur auf belastete gusseiserne Träger.

Die zunächst folgenden Versuche wurden von Fairbairn 1837 angefangen und ausführlich in den *Transactions of the British Association for the Advancement of Science* veröffentlicht.

Die Träger, mit welchen die Versuche über den Einfluss der Zeitdauer angestellt wurden, hatten sämmtlich 4' 6" freie Spannweite und einen quadratischen Querschnitt von 1 Zoll Dicke und Breite. Die Belastung, welche bis zur Zeitdauer von 5 Jahren daranblieb, wechselte von etwa der Hälfte bis zu neun Zehnthellen der Bruchbelastung, welche für die zwei Sorten durch vorhergehende Experimente festgestellt war. Das Eisen war bei allen Coed-talon, zur Hälfte aber mit kalter, zur anderen Hälfte mit heisser Gebläseluft fabricirt.

Die ersteren (I) zeigten, wenn die Belastung 0,661 der Bruchbelastung betrug (es war letztere = 508, erstere = 336 Pfd.), bei gewöhnlicher Temperatur eine Senkung von

1,270"

1,316

1,305

2,303

1,306

1,308

in den 5 Jahren, also im Mittel 1,301".

Wenn die Belastung 0,771 der Bruchbelastung betrug (392 Pfd. bei obiger Bruchbelastung), so zeigten sie

1,684

1,824

1,824

1,825

1,829

1,828"

Senkung im Mittel 1,802".

Betrug endlich die Belastung (448 Pfd. bei obiger Bruchbelastung) 0,881 der letzteren, so hatte man

1,410

1,457

1,446

1,445

1,449

1,449"

Senkung im Mittel 1,442".

Die Zunahme war in diesem Falle geringer als im zweiten.

Die Stangen des Eisens von heisser Gebläseluft (II) zeigten bei der Belastung von 336 Pfd., welche 0,694 der Bruchbelastung (= 484 Pfd.) betrug, in den 5 auf einander folgenden Jahren

1,461"	Senkung
1,538	
1,533	
1,520	
1,620	
1,620	
im Mittel 1,548"	
jedoch wird bemerkt, dass vor dem vorletzten Messen eine Erschütterung die Stange getroffen hatte.	
Betrag die Belastung (= 392 Pfd.)	0,805 der Bruchbelastung (= 484 Pfd.), so waren die Senkungen =
1,715"	
1,803	
1,798	
1,798	
1,804	
1,812	
im Mittel 1,788"	

Die letzte Probe, wo eine Belastung von 0,925 der Bruchbelastung aufgelegt wurde, hielten die Stangen nicht aus.

Die Folgerungen, welche Fairbairn aus den genannten Versuchen zieht, dass nämlich jede Belastung allmählig, wenn auch in noch so ferner Zeit, jeden Träger zerstören würde, scheint nach diesen Versuchen nicht gerechtfertigt; vielmehr ist die Zunahme im ersten Jahre sehr gross, dann erfolgt stets eine Abnahme und dann allerdings wieder eine Zunahme, die jedoch ausser in den letzten Fällen (wo das Eisen minder tauglich war und zugleich im ersteren günstigeren Falle noch Nebenumstände einwirkten) so unbedeutend ist, dass sich kaum Schlüsse daraus ziehen lassen. Vielleicht möchte der Schluss weit gerechtfertigter sein, dass bei permanenter Belastung die Moleküle eines Trägers (wenn man ihnen Zeit lässt) sich den Umständen accommodiren. Jedenfalls müsste, um eine fortwährende Zunahme der Senkungen nachweisen zu können, der Versuch weiter fortgesetzt sein.

Weit ungünstiger wirken von Zeit zu Zeit wiederholte Stösse, oder das Auflegen und Wiederentfernen von Gewichten. Ueber das letztere ergeben sich schon einige nicht unwichtige Daten aus den Angaben über die bleibenden Senkungen bei den verschiedenen Versuchen; sie rechtfertigen jedenfalls die Ansicht Fairbairn's: man dürfe (und dies gilt für jedes Material) keinen Träger, den man später brauchen wolle, mit mehr als einem gewissen Theile der Bruchbelastung beschweren. Als Maximum nennt Fairbairn $\frac{1}{3}$, nachdem man vorher durch Zerbrechen eines aus gleichem Material gefertigten Trägers oder Modells die Bruchbelastung festgestellt hat; er hält es für besser, auf $\frac{1}{4}$ sich zu beschränken. Dieselben Grenzen steckt er, für Gusseisen wie Schmiedeeisen, der permanenten Belastung (in Deutschland nimmt man $\frac{1}{8}$ für Gusseisen, $\frac{1}{6}$ für

Schmiedeeisen an), mindert sie aber bei Brücken (wo man in Deutschland für Gusseisen auf $\frac{1}{9}$, für Schmiedeeisen auf $\frac{1}{7}$ heruntergegangen ist) auf $\frac{1}{6}$, höchstens $\frac{1}{5}$. — In Bezug auf den Einfluss wiederholter Stösse nahm die Eisenbahnbaucommission die folgenden Versuche vor.

Es wurden 23 Stangen bis zu $3 \times 3''$ Querschnitt und von $4\frac{1}{2}$ bis 14' Spannweite wiederholt durch eine pendelartige an einem 18' langen Drahte schwingende Kugel an der Seite getroffen. Es stellte sich dabei heraus, dass, wenn der Stoss kräftig genug war, um die Stangen halb so stark zu biegen, als sie durch die Bruchbelastung gebogen sein würden, die Stangen sämmtlich, bis auf eine, durch 4000 Schläge zerbrochen wurden, einige schon durch weniger als 130. Jedoch sämmtliche fehlerfreie Stangen hielten 4000 Schläge aus, sobald die Biegung nur $\frac{1}{3}$ von der der Bruchbelastung zukommenden betrug. Dies zeigt auch folgende Tabelle.

Zahl der Versuche.	Verhältniss der Biegung zu der durch Bruchbelastung.	Zahl der Schläge im Mittel.	Resultate.
7	$\frac{1}{3}$	4000	Blieben sämmtlich unversehrt.
1	$\frac{5}{12}$	1350	Ward zerbrochen.
7	$\frac{1}{2}$	1838	Bis auf eine der kleinsten Stangen sämmtlich zerbrochen. Fünf waren nicht ganz fehlerfrei.
1	$\frac{7}{12}$	3700	
5	$\frac{2}{3}$	178	Sämmtlich zerbrochen; nur eine war etwas fehlerhaft.

Was die Versuche über den Einfluss der Temperatur anlangt, so sind sie, obwohl Fairbairn die Rondelet'schen Versuche bedeutend zu ergänzen bemüht war, immer noch nicht befriedigend zu nennen. Auch hier wurden die obigen zwei Arten von Eisen probirt, Coed-talon Nro. 2, theils mit kalter, theils mit heisser Gebläseluft dargestellt. Die erstere ist (wie oben) mit I., die zweite mit II. bezeichnet. Von beiden aber ging während der Versuche der Vorrath aus und es wurde Coed-talon Nro. 3, ebenfalls in jenen beiden Arten (mit kalter und heisser Gebläseluft), an die Stelle gesetzt, ohne dass aber die Versuche von vorn angefangen wären.

Versuche mit dem Coed-talon-Eisen Nro. 2.

Temperatur.	Bruchbelastung	
	Sorte I.	Sorte II.
26° Fahrenh.	851	823
32° „	950*)	902**)
190° „	743	824
Im Dunkeln glühend.	723	830

Versuche mit Coed-talon-Eisen Nro. 3.

Temperatur.	Bruchbelastung	
	Sorte I.	Sorte II.
212° Fahrenh.	924***)	826††)
600° „	1033†)	917

Ueber den Elasticitätsmodel der Nro. 2 bei verschiedenen Temperaturen giebt Fairbairn folgende Angaben:

Temperatur.	Elasticitätsmodel von	
	Sorte I.	Sorte II.
26° Fahrenh.	12994400	14267500
32° „	14327450†††)	14003350††††)
190° „	14398600	13869500

Endlich noch einige Angaben über die Widerstandsfähigkeit gegen Stoss bei verschiedenen Temperaturen, auch bezüglich auf die Nro. 2 des Eisens:

*) Mittel aus zwei Angaben je 941 und 959. — **) Mittel aus 933 und 906. —
 ***) Mittel aus 905 und 944. — †) Mittel aus 909 und 1157. — ††) Mittel aus
 818 und 834. — †††) Mittel aus 13506700 und 15148200. — ††††) Mittel aus
 13723500 und 14283200.

Temperatur.	Sorte I.	Sorte II.
26° Fahrenh.	350	341
32°	382*)	395**)
190°	224	299

Bei dem Coed-talon-Eisen Nro. 2 fand man durchgängig, dass die Festigkeit über 120° Fahrenheit (= circa 40° R.) hinaus abnahm, und ebenso unter dem Gefrierpunkte, und dies ist nach Fairbairn's Ansicht durchschnittlich beim Gusseisen anzunehmen. Das Eisen Nro. 3, dessen Festigkeit mit steigender Temperatur zunahm, war ausnahmsweise grob in seiner Structur und brüchig.

Das Umschmelzen.

Die nächstfolgenden Experimente wurden von Fairbairn mit ganz gleichmässig behandeltem Eglinton-Eisen Nro. 3 von heisser Gebläseluft angestellt, von welchem jedesmal 18 bis 22 Ctr. in einem eigens dazu gewählten Ofen mit 588 Pfd. Coke und 224 Pfd. Kalk als Flussmittel pro Tonne zu Stangen und Barren gegossen wurden; Coke und Kalk hatten stets und bei sämtlichen Umschmelzungsprocessen dasselbe Verhältniss zu einander und zum Eisen; das Gebläse war immer gleichmässig regulirt. Es wurden jedesmal 3 bis 4 Stangen von 1 × 1" Querschnitt Länge und 5' Länge, der Rest in Barren gegossen und zum Umschmelzen mit den Fragmenten reservirt.

Die gewählte Eisenart war grob krystallinisch und bläulich weiss und war augenscheinlich sehr tauglich zum Verarbeiten, doch an und für sich nicht besonders haltbar. Dies schadete für unseren Zweck indessen durchaus nichts, vielmehr gestattete die Beschaffenheit des Eisens eine häufige Wiederholung des Schmelzens.

Versuche über die transverselle und rückwirkende Festigkeit von öfter umgeschmolzenem Gusseisen.

Die transverselle Festigkeit ward an 5' langen, 4' 6" freie Spannweite und 1 × 1" Querschnitt haltenden Stangen, die rückwirkende an cubisch geformten Stücken festgestellt.

*) Mittel aus 360 und 404. — *) Mittel aus 417 und 383.

Anzahl der Um- schmel- zungen.	Specifisches Gewicht.	Transverselle Festigkeit. Mittlere Bruchbe- lastung in der Mitte.	Grösste Sen- kung in der Mitte.	Widerstands- fähigkeit ge- gen transver- sellen Stoss auf die Mitte.	Rückwirkende Festigkeit pro □" des Querschnitts.
1	6,969	490,0 Pfd.	1,440"	705,6 Pfd.	98560 Pfd.
2	6,970	441,9	1,446	630,9	97664
3	6,886	401,6	1,486	596,7	92064
4	6,938	413,4	1,260	520,8	91168
5	6,842	431,6	1,503	648,6	92064
6	6,771	438,7	1,320	579,0	92064
7	6,879	449,1	1,440	646,7	91616
8	7,025	491,3	1,753	861,2	92064
9	7,102	546,5	1,620	885,3	123424
10	7,108	566,9	1,626	921,7	129248
11	7,113	651,9	1,636	1066,5	156352
12	7,160	692,1	1,666	1153,0	163744
13	7,134	634,8	1,646	1044,9	147840
14	7,530	603,4	1,513	912,9	214816
15	7,248	371,1	0,643	238,6	171808
16	7,330	351,3	0,566	198,5	157920
18	7,385	312,7	0,476	148,8	197120

Für die 17. Umschmelzung ist das Resultat verloren gegangen. Bei 13 war der Cubus nicht gehörig eingebettet; sonst würde er muthmaasslich über 80 Tonnen (an 180000 Pfd.) getragen haben. Man sieht auf den ersten Blick, dass die relative Festigkeit (folglich die absolute, von der beim Gusseisen jene abhängt) bei dem zwölften Umschmelzen ihr Maximum erreicht.

Zur Vergleichung geben wir die Versuche von Major Wade in Diensten der Vereinigten Staaten von Nordamerika, die allerdings nicht bis zur Wiederabnahme der Festigkeit fortgesetzt wurden (in einem Falle, dem der vierten Umschmelzung von Nro. 1, giebt Wade selbst an, dass das nächste Schmelzen noch eine Vermehrung der Stärke zur Folge gehabt haben würde), allein doch wesentlich zur Vervollständigung der obigen Versuche dienen, da sie mit einem ganz anderen Eisen angestellt sind.

Bezeichnung der Nro. des angewandten Greenwood- Eisens.	Anzahl der Um- schmel- zungen.	Resultat der Prüfung von Probestangen.		Resultat der Prüfung des Kopfes der Geschütz- rohre selbst.	
		Specifisches Gewicht.	Absol. Festig- keit pro □".	Specifisches Gewicht.	Absol. Festig- keit pro □".
Nro. 1	1	7,032	15129 Pfd.	—	—
" 2	1	7,153	27153	—	—
" 3	1	7,230	34923	—	—
" 1	1	7,032	15129	—	—
" 1	2	7,086	21344	—	—
" 1	3	7,198	30107	7,090	25716 Pfd.
" 1	4	7,301	35786	7,237	33815
Gem. von Nr. 1	2	7,259	36916	7,169	28910
3. Schmelzung					
und Nro. 3,	3	7,270	39373	7,221	29751
2. Schmelzung					
Gemisch von	2	7,170	27588	—	—
Nro. 1 und 2	3	7,272	40897	7,228	32241
Gemisch von	2	7,251	37789	—	—
Nro. 1, 2 und 3	3	7,340	32485	7,260	38093

Diese Versuche beweisen zunächst, dass die Festigkeit bis zu einem gewissen Grade mit der Dichtigkeit wächst (bis zum specif. Gew. = 7,27), worüber hinaus dann eine Abnahme der Festigkeit der Probestangen, allein noch nicht der massiveren Güsse, erfolgt, welche Wade grösstentheils darauf schiebt, dass das dichtere Eisen minder leicht flüssig wird, leichter erkaltet und so Höhlungen im Innern des Gusses veranlasst. Dies war z. B. bei den Geschützrohren aus dritter Umschmelzung des aus Nr. 1, 2 und 3 gemischten Eisens an der Mündung und vorn in der Seele deutlich zu sehen. Erklärlich ist es daher auch, dass die grösseren Massen, wie die Kanonen, noch dann eine erhöhte Festigkeit zeigen, wenn die der Probestangen abnimmt.

Dieser Umstand ist übrigens für die Technik insofern günstig, als man grössere Stücke ganz dreist aus Eisen giessen kann, welches so vielmal umgeschmolzen ist, dass die Festigkeit der Probestäbe geringer zu werden anfängt, wenigstens wenn es an Qualität dem von Wade angewandten ähnlich ist.

Bei beiden Versuchsreihen zeigt sich übrigens eine so namhafte Zunahme der Festigkeit durch blosses Umschmelzen, — bei der ersten

von 401 auf 692, also von 100 auf 172, bei der zweiten sogar (bei der Nro. 1) von 15129 auf 35786, also von 100 auf 236 — dass dieser Punkt die grösste Beachtung in der Technik verdient.

Die Differenzen, welche sich bei einer Vergleichung der Fairbairn'schen und Wade'schen Versuche ergeben, sind in der Verschiedenheit des Eisens begründet. Das von Wade angewandte Eisen war weich und grau, und zwar Nro. 1 am weichsten und so dem Grade nach fort, während das von Fairbairn angewandte ein Spiegeleisen ist. Bei letzterem (das überhaupt viel weniger Festigkeit besitzt) ist die Zunahme der Haltbarkeit durchs Umschmelzen geringer und langsamer.

Die verschiedenen Sorten des Gusseisens und ihre Mischungen.

Ueber diesen letzten Punkt herrschen namentlich in England so viel verschiedene, zum Theil auf einseitige Erfahrungen und auf irrige Vermuthungen basirte Ansichten, dass es schwer ist, sich darüber Licht zu verschaffen. In gewöhnlichen Fällen ist es übrigens gerechtfertigt, dem Empiriker die Sorge für die Eisenmischung anzuvertrauen; für wichtigere Fälle, Brückenträger und dergleichen, empfiehlt Fairbairn eine Mischung von $\frac{2}{3}$ Waliser Nro. 3, und dem Reste aus feinkörnigem schottischen oder Staffordshire Nro. 3 und Ramass. Statt der Ingredienzien für das letzte Drittel lässt sich $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ (vom Ganzen) Hämatit- und ein geringer Theil schottisches Eisen Nro. 4 substituiren. Als sehr fest, aber theuer, nennt Fairbairn auch 30% Low Moor Yorkshire Nro. 3, 25% Blaina oder Yorkshire, 25% Shropshire oder Derbyshire Nro. 3, 20% Ramass.

Versuche über Eisenmischungen nach Fairbairn's Angabe zu 24 Pfänder Kanonen, angestellt von Oberst Wilmot zu Woolwich.

Bezeichnung der Kanonen.	Nro. des Versuchs.	Untersuchter Theil.	Specif. Gewicht	Absolute Festigkeit pro □" des Querschnitts.	Mittel aus		Zahl der vor dem Springen abgefeuerten Schüsse.
					specif. Gewicht.	absoluter Festigkeit	
A	1	Mündung	7,1827	26971	7,2105	28516	33
	2	Bodenstück	7,2383	30060			
B	3	Mündung	7,2360	25013	7,2325	27219	32
	4	Bodenstück	7,2290	29426			
C	5	Mündung	7,0751	17544	7,0863	18101	17
	6	Bodenstück	7,0976	18657			
D	7	Mündung	7,1874	25690	7,2032	25954	31
	8	Bodenstück	7,2191	26218			
E	9	Mündung	7,2388	29382	7,2441	28516	33
	10	Bodenstück	7,2494	27649			

Zusammensetzung der Kanonen.

Eisensorten.	A	B	C	D	E
Blaenavon Nro. 1	1 Ctr. 28 Pfd.	2 Ctr. — Pfd.	1 Ctr. 28 Pfd.	1 Ctr. 28 Pfd.	2 Ctr. — Pfd.
Blaenavon „ 2	11 „ 70 „	15 „ — „	11 „ 63 „	11 „ 63 „	15 „ — „
Lilleshall „ 2	24 „ 14 „	32 „ — „	24 „ 14 „	24 „ 14 „	32 „ — „
Pontypool „ 3	11 „ 84 „	15 „ — „	11 „ 84 „	11 „ 84 „	15 „ — „
Blaenavon „ 3	19 „ 84 „	26 „ — „	19 „ 84 „	19 „ 84 „	26 „ — „
Lilleshall „ 3	— „ — „	— „ — „	6 „ 56 „	— „ — „	— „ — „
Brucheisen	5 „ — „	— „ — „	10 „ — „	5 „ — „	— „ — „
Kanonenkopf	11 „ 56 „	— „ — „	— „ — „	11 „ 56 „	— „ — „
Summa	85 „ — „	90 „ — „	85 „ — „	85 „ — „	90 „ — „

A ward in gewöhnlicher Weise unter 3' 6" Druckhöhe gegossen, B nach einmaligem Umschmelzen, sonst ebenso, C aus dem Kupolofen auch unter derselben Druckhöhe; das Schmelzen war mit entschwefeltem Coke geschehen. D war unter 17' 3" Druckhöhe (= 53 Pfd. auf 1 □") und E unter derselben Druckhöhe nach einmaligem Umschmelzen gegossen.

Die Kanonen A und E waren die festesten, doch war das Metall von E nicht bloss das dichteste, sondern auch das feinkörnigste in Structur und würde zweifelsohne bei wiederholten Versuchen die besten Ergebnisse geliefert haben. Der bedeutende Ausflussdruck scheint dabei mitgewirkt zu haben.

Die Schüsse wurden so regulirt, dass die Ladung beim ersten 8 Pfd. Pulver und 2 Kugeln à 24 Pfd. betrug, bei den folgenden Schüssen aber so gesteigert wurde, dass sie beim 33. und letzten Schusse aus 14 Pfd. Pulver und 7 Kugeln = 168 Pfd. bestand.

Obgleich die Dichtigkeit keineswegs immer in directem Verhältniss zur Festigkeit steht, so ist dies doch bei reinem Metalle meistens der Fall und es lässt sich die Regel aufstellen, dass Kanonen nur aus reinem (schwefel- und phosphorfreiem) Eisen von mindestens 7,0 bis 7,2 specif. Gewicht zu giessen sind.

Versuche mit Trägern, die nach dem Hodgkinson'schen Principe angefertigt waren, wurden von Owen angestellt und hatten namentlich zum Zwecke, das von Morries Stirling empfohlene im Wesentlichen durch einen Zusatz von Schmiedeeisen charakterisirte sogenannte zähgemachte Eisen (*toughened iron*) auf die Probe zu stellen. Träger aus demselben, d. h. aus 15 Ctnr. Russell's Hall von heisser Gebläseluft Nro. 2, Staffordshire, 20 Ctnr. Prior Field Nro. 2, Staffordshire, 6 Ctnr. Ramass-Schmiedeeisen gefertigt, hielten, wenn sie aus dem

Kupolofen gegossen waren, eine Bruchbelastung von $50\frac{1}{2}$ Tonnen (auf die Mitte gelegt), wenn sie aus dem Flammofen gegossen waren, sogar $51\frac{1}{2}$ Tonnen aus, während die berechnete Bruchbelastung $39\frac{1}{2}$ Tonnen war und ebenso geformte Träger aus sieben verschiedenen Mischungen von Russell's Hall Nro. 2, Modeley Wood Nro. 3, Colebrook Vale (Wales) Nro. 3 und Calder (Schottland) Nro. 1 nur $33\frac{1}{4}$ Tonnen als mittlere Bruchbelastung gaben. Danach ist das Morries Stirling'sche Eisen im Verhältniss von 100:155 stärker. Eine andere Versuchsreihe (von 13 Versuchen mit gewöhnlichem, und von 11 Versuchen mit Morries Stirling'schem Gusseisen) giebt allerdings ein Mittel von 38,3 Tonnen Bruchbelastung für jenes, allein fast den nämlichen, selbst noch etwas höheren Werth, 52,3 Tonnen, für letzteres, so dass sich, obwohl das Verhältniss hier zu Gunsten desselben kleiner, wie 100 : 136, ist, doch die Tauglichkeit des Morries Stirling'schen Gusseisens vollständig bewährt hat und ihm selbst noch vor gutem Gusseisen entschieden der Vorrang gebührt*).

Ebenso günstig für dasselbe sprechen die Versuche der Eisenbahnbaucommission, die theils mit zwei Sorten Morries Stirling'schen Eisens, theils zur Vergleichung mit gewöhnlichem Blaenavon Nro. 2 angestellt sind. Die zwei Sorten des mit Schmiedeeisen**) versetzten Eisens (I. die sogenannte zweite und II. die sogenannte dritte Qualität) bestanden: I. aus Calder Nro. 1 von heisser Gebläseluft mit 20% Ramass-Schmiedeeisen; II. aus Ley's Nro. 1 von heisser Gebläseluft, Staffordshire, und 15% Schmiedeeisenfragmenten.

I. gab bei Stangen von 9' freier Spannweite und $2 \times 2''$ Querschnitt 2174 Pfd. Bruchbelastung im Mittel von vier Versuchen, und eine Senkung von 2,652"; bei Stangen von 4'6" freier Spannweite und $1 \times 1''$ Spannweite 623 Pfd. Bruchbelastung im Mittel von vier Versuchen, und eine Senkung von 1,482"***).

II. gab bei Stangen von 9' freier Spannweite und $2 \times 2''$ Querschnitt eine Bruchbelastung von 1491 Pfd. im Mittel von zwei Versuchen, und eine Senkung von 2,179"; bei Stangen von 4'6" freier Spannweite und $1 \times 1''$ Querschnitt 499 Pfd. Bruchbelastung im Mittel von vier Versuchen und eine Senkung von 1,302".

Das gewöhnliche Gusseisen gab bei Stangen von 9' freier Spannweite und $2 \times 2''$ Querschnitt eine Bruchbelastung von 1338 Pfd. im

*) Das Maximum und Minimum für das gewöhnliche Eisen geben 30 und $47\frac{1}{4}$ Tonnen, das für das Morries Stirling'sche 48 und $60\frac{1}{2}$ Tonnen.

**) Hier, wie im ganzen Werke, ist kein Unterschied zwischen Schmiedeeisen und Walzeisen gemacht, sondern der Natur der Sache gemäss unter der einen Bezeichnung „Schmiedeeisen“ (*wrought iron, malleable iron*) alles durch Puddeln (oder Frischen) entkohlte Eisen zusammengesetzt.

***) Die Bruchbelastung (von $1 \times 1''$ Querschnitt) würde behufs directer Vergleichung mit den vorigen (von $2 \times 2''$ Querschnitt und doppelter Länge) mit 4 zu multipliciren sein.

Mittel von sechs Versuchen und eine Senkung von 3,0035"; bei Stangen von 4' 6" freier Spannweite und 1×1 " Querschnitt eine Bruchbelastung von 440 Pfd. im Mittel von drei Versuchen und eine Senkung von 1,779".

Die Sorte I. ist daher um 51%, die Sorte II. um 13% fester, als gewöhnliches Gusseisen. Dasselbe Resultat ist auch aus der Tabelle III. S. 42 ersichtlich.

Bald nach den Owen'schen Versuchen stellte Lillie zu Manchester mit seiner Mischung aus Guss- und Schmiedeeisen (hauptsächlich Drehspähnen) Versuche in Fairbairn's Gegenwart an. Die Stangen waren 3' lang, hatten 2' 10" freie Spannweite und 1×1 □" Querschnitt.

Versuch Nro. 1 mit halbirtem Gartsherrie-Eisen gab 831 Pfd. Bruchbelastung, 0,625" Senkung, Nro. 2 mit dem Lillie'schen mit Schmiedeeisen versetzten Gusseisen gab 1346 Pfd. Bruchbelastung und 0,750" Senkung.

Nro. 3 mit Schmiedeeisen gab 1008 Pfd. Bruchbelastung und 0,625" Senkung.

Jedoch wird angegeben, dass der Querschnitt nicht immer genau 1" Quadrat war; auch ist die Zahl der Versuche zu gering, um feste Schlüsse zuzulassen.

Jedenfalls möchte ein Zusatz von Schmiedeeisen, der sich (der vor Morries Stirling herrschenden Ansicht entgegen) mit dem Gusseisen leicht amalgamirte, zu empfehlen sein.

Die folgende Tabelle enthält die Charaktere fast sämtlicher britischer Roheisenarten nebst Versuchsergebnissen über ihre Festigkeit, die von Fairbairn herrühren und zusammengestellt sind. Vervollständigt wird sie noch, besonders was Mischsorten und neuere Sorten anlangt, durch die folgenden zwei Tabellen, die Versuche enthalten, welche die Eisenbaucommission grösstentheils unter R. Stephenson's Leitung angestellt hat.

Summarische Zusammenstellung von Versuchen an rechteckigen Stangen aus verschiedenen Sorten Gusseisen,
reducirt auf einen Querschnitt von 1×1 und $4'6''$ freie Spannweite.

Nro. des Eisens nach der Scala der Festigkeit.	Bezeichnung des Eisens.	Anzahl der Versuche für jede Sorte.	Specifisches Gewicht.	Elasticitätsmodel (in Pfd. pro $\square''$).	Transverselle Festigkeit			Senkung der $4'6''$ langen Stangen.	Widerstandsfähigkeit der $4'6''$ langen Stangen gegen Stoss.	Farbe und sonstige Eigenschaften.
					A. Bruchbelastung von $4'6''$ langen Stangen in der Mitte	B. Bruchbelastung von $2'3''$ langen Stangen, reducirt auf $4'6''$.	C. Mittel aus A und B.			
1	Ponkey N. 3, kalte Gebläseluft	4	7,122	17211000	567	595	581	1,747	992	Weissgrau, hart.
2	Devon N. 3, heisse "	2	7,251	22473650	537	—	537	1,090	589	Weiss und hart
3	Oldberry N. 3, heisse "	5	7,500	22733400	543	537	540	—	549	" "
4	Carron N. 3, heisse "	2	7,056	17873100	530	524	527	—	710	Weisslich grau, hart.
5	Eglinton Nro. 4 mit präparirtem Coke	6	—	—	515	—	515	1,460	751	Hellgrau, zieml. hart.
6	Beaufort N. 3, heisse Gebläseluft.	5	7,069	16802000	505	529	517	1,599	807	Mattgrau, hart.
7	Butterley	4	7,038	15379500	489	515	502	1,815	889	Dunkelgrau, weich.
8	Bute N. 1, kalte Gebläseluft	4	7,066	15163000	495	487	491	1,764	872	Bläulich grau, weich.
9	Wind Mill End N. 2, kalte "	4	7,071	16490000	483	495	489	1,581	765	Dunkelgrau, hart.
10	Old Park N. 2, kalte "	5	7,049	14607000	441	529	485	1,621	718	Grau und weich.
11	Beaufort N. 2, heisse "	4	7,108	16301000	478	470	474	1,512	729	Mattgrau, hart.
12	Low Moor N. 2, kalte "	4	7,055	14569500	462	483	472	1,852	855	Dunkelgrau, weich.
13	Buffery N. 1, kalte "	5	7,079	15381200	463	—	463	1,550	721	Grau, ziemlich hart.
14	Brimbo N. 2, kalte "	5	7,017	14911666	466	453	459	1,748	815	Hellgrau, zieml. hart.
15	Apedale N. 2, heisse "	3	7,017	14852000	457	455	456	1,730	791	Hellgrau, rigide
16	Oldberry N. 2, kalte "	4	7,059	14307500	453	457	455	1,811	822	Dunkelgrau, weich.

Mischungen.

reducirt auf einen Querschnitt von 1 × 1" und 4' 6" freie Spannweite.

Nro. des Eisens nach der Scala der Festigkeit.	Bezeichnung des Eisens.	Anzahl der Versuche für jede Sorte.	Specifisches Gewicht.	Elasticitätsmodel (in Pfd. pro □").	Transverselle Festigkeit			Senkung der 4' 6" langen Stangen.	Widerstandsfähigkeit der 4' 6" langen Stangen gegen Stoss.	Farbe und sonstige Eigenschaften.	Sorten und
					A. Bruchbelastung von 4' 6" langen Stangen in der Mitte	B. Bruchbelastung von 2' 3" langen Stangen, reducirt auf 4' 6".	C. Mittel aus A und B.				
17	Pentwyn N. 2.	4	7,038	15193000	438	473	455	1,484	650	Bläulich grau u. hart.	
18	Maesteg N. 3.	5	7,038	13959500	453	455	454	1,957	886	Dunkelgrau, weich.	
19	Muirkirk, N. 1, kalte Gebläseluft.	4	7,113	14003550	443	464	453	1,734	770	Glänzend grau, leicht flüssig.	
20	Adelphi, N. 2, kalte „	5	7,080	13815500	441	457	449	1,759	777	Hellgrau, weich.	
21	Blaina, N. 3, kalte „	5	7,159	14281466	433	464	448	1,726	748	Glänzend grau, u. hart.	
22	Devon, N. 3, kalte „	4	7,285	22907700	448	—	448	1,790	353	Hellgrau und hart.	
23	Gartsherrie, N. 3, heisse „	5	7,017	13894000	427	467	447	1,557	998	Hellgrau und weich.	
24	Eglinton, N. 4, mit gewöhnlichem Coke.	6	—	—	427	—	427	1,870	798	Mattgrau, zieml. hart.	
25	Frood, N. 2, kalte Gebläselft.	5	7,031	13112666	460	434	447	1,825	841	Hellgrau leicht flüssig.	
26	Lane End N. 2.	3	7,028	15787666	444	—	444	1,414	629	Dunkelgrau, weich.	
27	Carron, N. 3, kalte Gebläselft.	5	7,094	16246966	444	443	443	1,336	593	Grau und weich.	
28	Dundyvan, N. 3, kalte „	4	7,087	16534000	456	430	443	1,469	674	Dunkelgrau, ziemlich weich.	
29	Maesteg, roth markirt . .	5	7,038	13971500	440	444	442	1,887	830	Bläulich grau, leicht flüssig.	
30	Corbyns Hall, N. 2. . . .	5	7,007	13845866	430	454	440	1,687	727	Grau und weich,	
31	Pontypool, N. 2.	5	7,080	13136500	439	441	440	1,857	816	Mattblau zieml. weich.	

Mischungen.

32	Wallbrook N. 3.	5	6,979	15394766	432	449	440	1,443	625	Hellgrau, zieml. hart.
33	Milton N. 3, kalte Gebläselft.	4	7,051	15852500	427	449	438	1,368	585	Grau, zieml. hart.
34	Buffery N. 1, heisse "	3	6,998	13730500	436	—	436	1,640	721	Mattgrau, weich.
35	Level N. 1, heisse "	5	7,080	15452500	461	403	432	1,516	699	Hellgrau, weich.
36	Pant N. 2	5	6,975	152280900	408	455	431	1,251	511	Hellgrau, zieml. hart.
37	Level N. 2, heisse "	6	7,031	15241000	419	439	429	1,358	570	Dunkelgrau, weich.
38	W. S. S. N. 2	5	7,041	14953333	413	446	429	1,339	554	Hellgrau, weich.
39	Eagle Foundry Nro 2, heisse Gebläseluft.	4	7,038	14211000	408	446	427	1,512	618	Bläulich grau, weich.
40	Elsicar N. 2, kalte Gebläselft.	4	6,928	12586500	446	408	427	2,224	992	Grau und weich.
41	Varteg N. 2, heisse "	4	7,007	15012000	422	430	426	1,450	621	Grau und hart.
42	Coltham N. 1, heisse "	5	7,128	15510066	464	385	424	1,532	716	Weisslich grau, ziem- lich weich.
43	Carrol N. 2, kalte "	4	7,069	17036000	430	408	419	1,231	530	Grau und hart.
44	Muirkirk N. 1, heisse "	4	6,953	13294400	417	—	418	1,570	656	Bläulich grau, weich.
45	Brierley N. 2	5	7,185	16156133	406	—	418	1,222	494	Dunkelgrau, weich.
46	Coed-talon N. 2, heisse "	4	6,969	14322500	409	424	416	1,882	771	Glänzend grau, weich.
47	Coed-talon N. 2, kalte "	5	6,955	14304000	403	418	413	1,470	600	Grau und weich.
48	Monkland N. 2, heisse "	3	6,916	12259500	402	404	403	1,762	709	Glänzend grau, weich.
49	Ley's Works N. 1, heisse Ge- bläseluft	3	6,957	11539333	392	—	392	1,890	742	Bläulich grau, weich.
50	Milton N. 1, heisse Gebläselft.	4	6,976	11974500	353	386	369	1,525	532	Bläulich grau, weich.
51	Plaskynaston N. 3, heisse Gebläseluft	5	6,916	13341633	378	337	357	1,366	517	Grau, weich u. leicht flüssig.

Der Elasticitätsmodel ist gewöhnlich aus der Senkung bei 112 Pfd. Belastung auf der Mitte der 4'6" langen Stangen berechnet.

Das Eisen Nro. 5 war aus dem Kupolofen und mit Coke bereitet, der nach Calvert entschwefelt war.

Die Tabelle ist so eingerichtet, dass man durch Multiplication der Bruchbelastungswerthe C mit dem Coëfficienten und mit der Breite (in Zollen) und dem Quadrate der Dicke (in Zollen) einer gegebenen rechteckigen Stange

und Division des Products durch die freie Spannweite derselben (in Fussen) ihre Bruchbelastung in Pfunden findet. Sind b , d und l (erstere in Zollen, l in Fussen) die Dimensionen der gegebenen Stange von rechteckulärem Querschnitt, und ist S der Werth aus der bezeichneten Columne (C) für ihre Eisensorte, so ist ihre Bruchbelastung (für die Mitte)

$$= \frac{4,5 \ b d^2 S}{l}.$$

Tabelle Nro. II. von Versuchen über die transverselle Festigkeit des Gusseisens, nach R. Stephenson.

Stangen von $1 \times 1''$ Querschnitt und 3' freier Spannweite.

	Bezeichnung des Eisens.	Zahl der Versuche.	Mittlere Bruchbelastung (auf die Mitte).	Mittlere Senkung.	Werth der Bruchbelastung reducirt auf 4' 6'' Spannweite.
Heisse Gebläseluft	Schottisches	3	775	0,63	516
	Coltness Nro. 3	3	789	0,73	526
	Lang loan Nro. 3	3	727	0,66	484
	Omoa Nro. 3	3	906	0,82	604
	Omoa Nro. 1	2	805	0,75	536
	Redsdale Nro. 3	3	1014	0,89	676
	Redsdale Nro. 1	3	794	0,75	529
	Redsdale Nro. 1, ausgesuchte Stücke	3	919	0,94	612
Kalte Gebläseluft	Tow-Law Nro. 3	2	708	0,73	472
	Staffordshire Nro. 3	3	873	0,79	582
	Crawshay (Wales) Nro. 1	3	873	0,80	582
	Blaenavon Nro. 1	3	754	0,82	502
	Coalbrook Vale Nro. 1	3	876	0,71	584
	Coalbrook Vale Nro. 3	3	897	0,73	598
	Ystalyfera Nro. 3, Anthraciteisen . .	6	998	0,80	665
Gemenge	Gleiche Theile Ystalyfera Nro. 3, heisser Gebläseluft und Blaenavon Nro. 1, kalte Gebläseluft.	3	876	0,82	584
	Gleiche Theile Garscube Nro. 1, heisse Gebläseluft, und Redsdale Nro. 3, heisse Gebläseluft.	2	981	0,83	654
	Dasselbe Gemisch	3	907	0,80	604
	Gleiche Theile Dundivan Nro. 3, heisse Gebläseluft, und Coltness Nro. 3, heisse Gebläseluft.	3	824	0,71	548
	Gleiche Thle. Redscale Nro. 1, Clyde Nro. 3, und Coltness Nro. 3, sämmtlich von heisser Gebläseluft.	3	859	0,82	572

Tabelle Nro. II. von Versuchen über die transverselle Festigkeit
des Gusseisens, nach R. Stephenson.

Stangen von $1 \times 1''$ Querschnitt und 3' freier Spannweite.

	Bezeichnung des Eisens.	Zahl der Ver- suche.	Mittlere Bruchbe- lastung (auf die Mitte).	Mittlere Senkung.	Werth der Bruchbe- lastung redu- cirt auf 4' 6'' Spannweite.
Gemenge.	Gleiche Theile Lang loan Nro. 3, Omoa Nro. 1 und Forth Nro. 3, sämmtlich von heisser Gebläseluft.	3	829	0,82	552
	Gleiche Theile Omoa, Blair, Clyde, Lang loan, Forth, Coltness, sämmtl Nro. 3 u. von heisser Gebläseluft.	3	901	0,75	600
	Schottisches Eisen von heisser Ge- bläseluft mit etwas Ramass (ge- wöhnliche Gussmischung).	3	879	0,78	586
	Gleiche Theile Carnbroe Nro. 1 u. Redsdale Nro. 3, beide von heisser Gebläseluft.	2	717	0,59	478
	$\frac{1}{2}$ Carnbroe Nro. 1, $\frac{1}{3}$ Redsdale Nro. 3, beide von heisser Gebläseluft und $\frac{1}{6}$ Ramass, hauptsächlich von kalter Gebläseluft.	3	893	0,67	595
	Gleiche Theile Crawshay (Wales) Nro. 1, von kalter Gebläseluft und Coalbrookdale Nro. 1, von kalter Gebläseluft.	4	855	0,89	570
	40 Thle. Ystalyfera Anthraciteisen, 40 „ Redsdale N. 3, heisse G.-L. 40 „ Crawshay N. 1, kalte G.-L. 30 „ Blaenavon N. 1, kalte G.-L. 30 „ Coalbrookdale Nro. 1, von kalter G.-L. und 30 „ auserlesener reiner Ramass, hauptsächlich von kalter G.-L.	3	1058	0,89	705*)
	Dieselbe Mischung nochmals umge- schmolzen	3	521	0,26	346**)
	„ „ aus dem Kupolofen	2	928	0,80	618
	„ „ aus dem Flammofen	1	1023	0,94	682
	$\frac{1}{9}$ Crawshay N. 1, v. kalter G.-L. $\frac{1}{3}$ Redsdale N. 3, v. heisser G.-L. $\frac{5}{9}$ Schott. N. 1 u. 3 v. heisser G.-L.	3	822	0,87	548
	$\frac{1}{6}$ Crawshay N. 1, v. kalter G.-L. $\frac{1}{2}$ Redsdale N. 3, v. heisser G.-L. $\frac{1}{3}$ Schott. N. 1 u. 3, v. heisser G.-L.	3	928	0,76	585

*) Mischung, aus der die Bogengurten der High-Level-Brücke gegossen wur-
den. — **) Grob krystallinisches, sehr hartes und splittriges weisses Spiegeleisen. —
Auf den Querschnitt ward besonders Acht gegeben, und wenn er etwas zu gross
ausfiel, ist dies stets in den Manualen notirt und eine Reduction auf den quadra-
tischen Querschnitt von $1 \times 1''$ vorgenommen.

Tabelle Nro. III. über absolute und rückwirkende Festigkeit
verschiedener Eisensorten.

Bezeichnung des Eisens.	Absolute Festigkeit pro □“ des Querschnitts.		Dicke (Höhe) der ange- wand- ten Stange	Rückwirkende Festigkeit pro □“ des Querschnitts.		Verhältniss der absoluten zur rückwirkenden Festigkeit.	
	in Pfd.	in Ton- nen.		in Pfd.	in Ton- nen.	für bei- derlei Dimens.	im Mittel.
Low Moor Nro. 1	12694	5,667	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	64532 56455	28,809 25,198	$\left. \begin{array}{l} 1:5,084 \\ 1:4,446 \end{array} \right\}$	$1:4,765$
Low Moor Nro. 2	15458	6,901	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	99525 92332	44,430 41,219	$\left. \begin{array}{l} 1:6,438 \\ 1:5,973 \end{array} \right\}$	$1:6,205$
Clyde Nro. 1	16125	7,198	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	92869 88741	41,459 39,616	$\left. \begin{array}{l} 1:5,759 \\ 1:5,503 \end{array} \right\}$	$1:5,631$
Clyde Nro. 2	17807	7,949	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	109992 102030	49,103 45,549	$\left. \begin{array}{l} 1:6,177 \\ 1:5,729 \end{array} \right\}$	$1:5,953$
Clyde Nro. 3	23468	10,477	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	107197 104881	47,855 46,821	$\left. \begin{array}{l} 1:4,568 \\ 1:4,469 \end{array} \right\}$	$1:4,518$
Blaenavon Nro. 1	13938	6,222	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	90860 80561	40,562 35,964	$\left. \begin{array}{l} 1:6,519 \\ 1:5,780 \end{array} \right\}$	$1:6,149$
Blaenavon Nro. 2 erste Probe	16724	7,466	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	117605 102408	52,502 45,717	$\left. \begin{array}{l} 1:7,032 \\ 1:6,123 \end{array} \right\}$	$1:6,577$
Blaenavon Nro. 2 zweite Probe.	14291	6,380	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	68559 68532	30,606 30,594	$\left. \begin{array}{l} 1:4,797 \\ 1:4,795 \end{array} \right\}$	$1:4,796$
Calder Nro. 1	13735	6,131	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	72193 75983	32,229 33,921	$\left. \begin{array}{l} 1:5,256 \\ 1:5,532 \end{array} \right\}$	$1:5,394$
Coltness Nro. 3	15278	6,280	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	100180 101831	44,723 45,460	$\left. \begin{array}{l} 1:6,557 \\ 1:6,665 \end{array} \right\}$	$1:6,611$
Brymbo Nro. 1	14426	6,440	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	74815 75678	33,399 33,784	$\left. \begin{array}{l} 1:5,186 \\ 1:5,246 \end{array} \right\}$	$1:5,216$
Brymbo Nro. 3	15508	6,923	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	76133 76958	33,988 34,356	$\left. \begin{array}{l} 1:4,909 \\ 1:4,963 \end{array} \right\}$	$1:4,936$
Bowling Nro. 2	13511	6,032	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	76132 73984	33,987 33,028	$\left. \begin{array}{l} 1:5,635 \\ 1:5,476 \end{array} \right\}$	$1:5,555$
Ystalyfera Anthraciteisen Nro. 3.	14511	6,478	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	99926 95559	44,610 42,660	$\left. \begin{array}{l} 1:6,886 \\ 1:6,585 \end{array} \right\}$	$1:6,735$
Yniscedwyn Anthraciteisen Nro. 1.	13952	6,228	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	83509 78659	37,281 35,115	$\left. \begin{array}{l} 1:5,985 \\ 1:5,638 \end{array} \right\}$	$1:5,811$
Yniscedwyn Anthraciteisen Nro. 2.	13348	5,959	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	77124 75369	34,430 33,646	$\left. \begin{array}{l} 1:5,778 \\ 1:5,646 \end{array} \right\}$	$1:5,712$
Morries Stirling's sogenannte 2. Qualität, oben mit I. bezeichnet.	25764	11,502	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	125333 119457	55,952 53,329	$\left. \begin{array}{l} 1:4,865 \\ 1:4,637 \end{array} \right\}$	$1:4,751$
Morries Stirling's sogenannte 3. Qualität, oben mit II. bezeichnet.	23461	10,474	$\left\{ \begin{array}{l} \frac{3}{4} \\ 1\frac{1}{2} \end{array} \right.$	158653 129876	70,827 57,980	$\left. \begin{array}{l} 1:6,762 \\ 1:5,536 \end{array} \right\}$	$1:6,149$

Ueber die chemische Zusammensetzung der verschiedenen Gusseisen-sorten haben zuerst die auf Anordnung der Regierung der Vereinigten Staaten Nordamerika's von Campbell Morfit und J. C. Booth veranstalteten werthvollen und, wie es scheint, höchst sorgfältigen Analysen einiges Licht verschafft. Sie erstrecken sich auf alle 3 Classen, in welche nach den bestandenen Proben die Geschütze der Vereinigten Staaten abgetheilt sind.

Die Rohre erster Classe haben specif. Gew. 7,204, absolute Festigkeit 28805, die der zweiten specif. Gew. 7,154, absolute Festigkeit 24767, die der dritten specif. Gew. 7,087, absolute Festigkeit 20148.

Die chemische Analyse derselben ergab:

Classe.	Kohlenstoff total.	Mit dem Eisen verbundener Kohlenstoff.	Allotropischer Kohlenstoff.
I.	0,0384	0,0178	0,206
II.	0,0376	0,0146	0,230
III.	0,0365	0,0082	0,283

Der Einfluss von heisser und kalter Gebläseluft wird aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

Gebläseluft.	Specifisches Gewicht.	Absolute Festigkeit.	Kohlenstoff total.	Mit dem Eisen verbundener Kohlenstoff.	Allotropischer Kohlenstoff.	Silicium.	Schlacke.	Summe von		
								Silicium u. verbunden. Kohlenst.	Silicium u. totalem Kohlenst.	Schlacke u. allotrop. Kohlenst.
Heisse	7,065	19640	0,0369	0 0076	0,0292	0,0159	0,00487	0,0235	0,0528	0,0341.
Kalte .	7,218	29219	0,0407	0,0208	0,0209	0,0059	0,00127	0,0476	0,0476	0,0221

Hiernach scheint es, als wenn die heisse Gebläseluft einen nicht unbedeutenden Theil verbundenen Kohlenstoffs theils entfernt und theils in allotropischen (Graphit) verwandelt hat. Auch giebt die heisse Gebläseluft weit mehr Silicium und Schlacke, woher sich die Summe mehrerer Ingredienzien bei beiden Eisenarten trotz der grossen Verschiedenheit in der Menge der einzelnen Bestandtheile wieder ausgleicht. Alles zusammen kann aber sehr wohl einen ungünstigen Einfluss auf die Festigkeit des Eisens haben, da sowohl der Graphit als die Schlacke die Krystallflächen überziehen und so den Zusammenhang der einzelnen kleinen Krystalle schwächen.

Armirt gusseiserne Träger.

Der Umstand, dass das Gusseisen zwar eine bedeutende rückwirkende, aber nur eine verhältnissmässig geringe absolute Festigkeit besitzt, das Schmiedeeisen jedoch bei geringerer rückwirkender Festigkeit als die des Gusseisens sich durch einen hohen Grad absoluter Festigkeit auszeichnet *), hat die Idee angeregt, beide Materialien bei Constructionen zu verbinden, um von den verschiedenen Eigenschaften beider den grosstmoglichsten Vorthail zu ziehen. Namentlich ist dies in der Form geschehen, dass man jederseits zwei schmiedeeiserne Stangen schräg vom oberen Theile des Endes nach unten und der Mitte zu angelegt hat (vergl. S. 47 f., Fig. 19 u. 20).

Allein der Anwendbarkeit dieser Idee treten mancherlei Umstände entgegen; das Schmiedeeisen ist eine zähe, nachgiebige, durch mechanische Einwirkung und durch Temperatureinflüsse stark sich dehnende Substanz; es unterscheidet sich hierin wesentlich von dem harten und spröden Gusseisen, das einer verhältnissmässig nur unbedeutenden Ausdehnung fähig ist und dafür bei zu heftigen mechanischen Einwirkungen rasch und ohne vorhergehende Formveränderung bricht. Bei grösseren, seinem Festigkeitsmodel sich nähernden Belastungen wird daher Schmiedeeisen einer weit stärkeren Dehnung fähig sein, während es bei kleineren Lasten, eben vermöge seiner bedeutend grösseren absoluten Festigkeit, nur sehr wenig ausgedehnt wird, weit weniger als Gusseisen bei derselben Belastung. Wir bekommen sonach zwei ganz verschiedene Reihen für die Dehnungen beider Materialien.

Bei einer Zugkraft von 1 Tonne pro Quadratzoll des Querschnitts dehnt sich Gusseisen um $\frac{1}{5450}$ seiner Länge, Schmiedeeisen nur um $\frac{1}{12500}$, also $\frac{4}{9}$ soviel.

Bei 5 Tonnen Zugkraft beträgt die Dehnung einer 10' langen Guss-eisenstange 0,114", bei Schmiedeeisen kaum 0,005"; nimmt man aber die Effecte einer Kraft, welche ebenso im Verhältniss zum Festigkeitsmodel des Schmiedeeisens steht, wie 5 Tonnen zum Festigkeitsmodel des Gusseisens, also etwa 15 Tonnen, so hat man die Dehnung einer 10' langen Schmiedeeisenstange = 0,275", also $\frac{12}{5}$ der obigen Dehnung der Gusseisenstange.

*) Es wird (Scheffler, Theorie etc. Seite 399) für preussisches Maass angegeben:

Gusseisen, absolute Festigkeit	19000 Pfund
rückwirkende Festigkeit	140000 "
Schmiedeeisen, absolute Festigkeit	60000 "
rückwirkende Festigkeit	90000 "

pro 1 □" des Querschnitts.

Die gewöhnlichen englischen Angaben sind für Gusseisen $7\frac{1}{2}$ resp. 43 Tonnen, für Schmiedeeisen 25 Tonnen = Model der absoluten Festigkeit. Die rückwirkende Festigkeit ist den englischen Angaben zufolge nicht so gross, als nach den deutschen, die wohl etwas zu hoch sind.

Auch die bleibenden Verlängerungen sind sehr verschieden. Bei 5 Tonnen ist die des Schmiedeeisens kaum 0,0007 ($\frac{1}{70}$ der Dehnung), die des Gusseisens 0,013 ($\frac{1}{9}$ der Dehnung), während bei 15 Tonnen Zugkraft die des Schmiedeeisens $= 0,133$, also das 10fache des Gusseisens bei 5 Tonnen und fast $\frac{1}{2}$ der Dehnung beträgt.

Ordnen wir nach der Dehnung von 10' langen Stangen die Zugkräfte, welche sie hervorzubringen nöthig sind, und die bleibenden Verlängerungen, so bekommen wir folgende Vergleichstabelle:

Dehnung einer 10' langen Stange.	Dazu nöthige Zugkraft		Bleibende Verlängerung	
	für Gusseisen.	für Schmiede- eisen.	bei Gusseisen.	bei Schmiede- eisen.
	Tonnen.	Tonnen.		
0,005	0,26	0,56	—	—
0,024	1,11	2,50	0,0012	—
0,400	2,0	4,50	0,0031	0,0005
0,500	2,5	5,60	0,0043	0,0007
0,062	3,0	6,76	0,0056	0,0009
0,087	4,0	9,00	0,0090	0,0027
0,129	5,5	12,40	0,0159	0,0140
0,145	5,9	13,26	0,0190	0,0430

Danach ist innerhalb der Grenzen der Tabelle, also circa 6 Tonnen für Gusseisen und $13\frac{1}{2}$ Tonnen für Schmiedeeisen, die Kraft, welche gleiche Verlängerung an beiden Materialien hervorbringt, bei Schmiedeeisen etwa $2\frac{1}{4}$ mal so gross, als beim Gusseisen; das umgekehrte Verhältniss findet bei geringen und gleichen Zugkräften zwischen den Verlängerungen statt (s. erste Angabe v. S.). — Annähernde Gleichheit der bleibenden Verlängerung findet nur bei 5,5 Tonnen für Gusseisen und 12,4 für Schmiedeeisen statt; vorher sind die des Gusseisens, nachher die des Schmiedeeisens grösser.

Bei einer der Bruchbelastung gleichen oder ihr sich doch sehr nähernden Kraft, $7\frac{1}{2}$ Tonnen für Gusseisen, 25 für Schmiedeeisen, beträgt die Verlängerung des ersteren $\frac{1}{550}$, also 0,22" auf 10', pro Tonne circa $\frac{1}{4000}$, die des letzteren $\frac{1}{21}$, also 5,7" auf 10' und pro Tonne circa $\frac{1}{520}$. Danach dehnt sich das Schmiedeeisen bis vor dem Bruche 26 mal so stark, und pro Tonne 8 mal so stark als Gusseisen.

Das Verhältniss der bleibenden Verlängerung zur ganzen Dehnung hat Loyd 1850 folgendermaassen festgestellt:

Belastung in Tonnen pro 1□".	Verhältniss der bleibenden Verlängerung zur ganzen Dehnung	
	bei Gusseisen.	bei Schmiede- eisen.
2	$\frac{1}{13}$	—
3	$\frac{1}{11}$	—
5	$\frac{1}{9}$	$\frac{1}{110}$
7	$\frac{1}{7}$	$\frac{1}{112}$
10	—	$\frac{1}{60}$
15	—	$\frac{1}{2}$
20	—	$\frac{11}{12}$

Die Temperatur wirkt, wie oben bemerkt, auf Schmiedeeisen bedeutend stärker. Eine (natürliche) Wärmezunahme von 90° F. oder 40° R. verlängert eine 10' lange Gusseisenstange um 0,0667", eine ebenso lange Schmiedeeisenstange um 0,0733", letztere also um 0,0067" mehr. Das heisst, die genannte Temperaturzunahme wirkt auf Gusseisen wie eine dehnende mechanische Kraft von 3 Tonnen pro Quadratzoll, auf Schmiedeeisen wie 7,4 Tonnen; das Plus überhaupt entspricht einer dehnenden Kraft von $\frac{3}{4}$ Tonnen.

Alle genannten Umstände zusammen erschweren ein gehöriges Zusammenpassen der beiden Materialien bedeutend. Wollte man z. B. einen armirten Träger so belasten, dass der untere Theil des Gusseisens einen Zug von $2\frac{1}{2}$ Tonnen pro Quadratzoll auszuhalten hätte, so würde die bleibende Verlängerung des Gusseisens 6 mal so stark sein, als die der schmiedeeisernen Stangen (angenommen, dass diese gleich lang sind und kein erheblicher Fehler gemacht wird); hohe Belastungen würden das Schmiedeeisen so dehnen, dass es nichts mehr zur Festigkeit des Balkens beitragen könnte, während das Gusseisen, unfähig, dieser Dehnung zu folgen, zerbräche. Um solchen Uebelständen (die sich namentlich auch darin zeigen sollen, dass ein armirter Träger innerhalb enger Grenzen aus dem Zustande vollkommener Sicherheit in einen gefahrvollen übergehen kann) in Etwas abzuhelpen, rath Fairbairn, die schmiedeeisernen Stangen vorher durch Schrauben etwas anzuspannen, was aber deshalb nicht in zu hohem Grade geschehen darf, weil sonst das Gusseisen des oberen Theils des Trägers der Zugkraft nicht widerstehen würde. Wird aber eine mässige Spannung hervorgebracht, so ist es möglich, innerhalb gewisser Grenzen eine leidliche Conformität zwischen den beiden Materialien zu erzielen *).

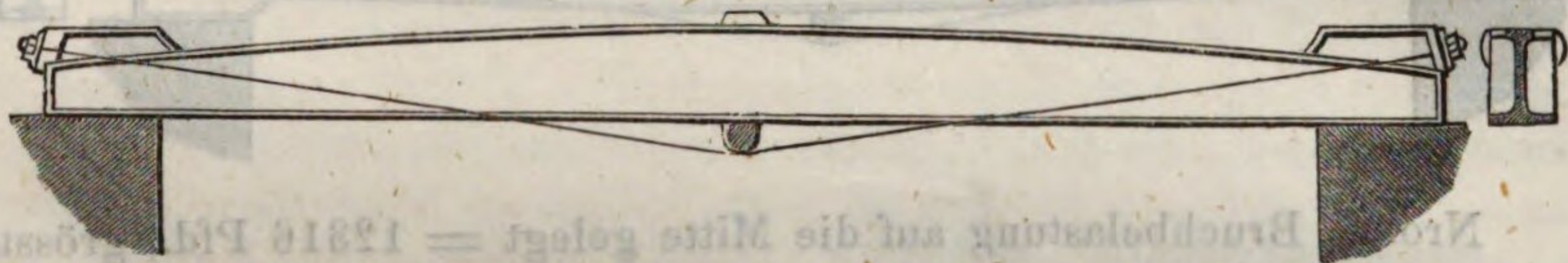
*) Ist die Belastung so, dass das Gusseisen im unteren Theile mit einer Gewalt von $2\frac{1}{2}$ Tonnen pro Quadratzoll gedehnt wird, so bringt dies auf das Schmiedeeisen

Der wichtigste Punkt übrigens bei der Betrachtung der armirten Gusseisenträger ist der, dass die Querschnittsform der Gusseisenträger zu ändern ist. Es kommt durch die schmiedeeiserne Armatur ein ganz neues Element herzu; die Theile des Trägers, die durch ihre absolute Festigkeit zu wirken haben, werden vermehrt, diejenigen, welche durch ihre rückwirkende Festigkeit zu wirken haben, nicht. Das Verhältniss beider muss sich ändern; der obere Theil des Balkens wäre, wenn die Querschnittsform mit der kleinen Oberrippe beibehalten würde, zu schwach; ein Umstand, der durch die Spannung, welche man den schmiedeeisernen Stangen giebt, sich noch ungünstiger gestaltet, ganz besonders in dem Falle, wenn die oberen äusseren Enden der Armaturstange erhöht angebracht werden, wie vorgeschlagen ist. Die Vermuthung liegt nahe, dass ein gusseiserner Träger von der oben als zweckmässig nachgewiesenen Form umgedreht, mit der breiten Rippe nach oben gelegt werden muss, wenn er armirt sein Maximum von Tragfähigkeit bekommen soll.

Diese Vermuthung wird durch Experimente vollkommen bestätigt. Dieselben erstrecken sich

- I. auf einen gusseisernen Träger von gewöhnlicher Form, in der üblichen Weise armirt, Fig. 19 (Versuch 1 bis 3).

Fig. 19.



Freie Spannweite = 4' 6"

Dimensionen des Querschnitts in der Mitte:

Obere Rippe = $1 \times 0,2'' = 0,2 \square''$

Untere Rippe = $2,5 \times 0,42 = 1,05 \square''$

Breite des mittleren Theils = 0,25"

Dicke des Balkens = 4"

eine Spannung von $2\frac{1}{4} \times 2\frac{1}{2} = 5\frac{5}{8}$ Tonnen hervor. Nimmt man 8 Tonnen als die Belastung vom Schmiedeeisen an, die der von $2\frac{1}{2}$ Tonnen beim Gusseisen entspricht, so müsste, um Gleichförmigkeit zu erzielen, die dem Schmiedeeisen zu Anfang gegebene Spannung $+ 5\frac{5}{8}$ Tonnen = 8 Tonnen, also erstere = $2\frac{3}{8}$ Tonnen sein.

Für so eingerichtete Balken mit dem für Gusseisen bestbewährten Querschnitte schlägt Fairbairn folgende approximative Festigkeitsbestimmung vor: Die mit dem Coeffizienten $\frac{8}{2\frac{1}{2}}$ oder etwa 3 multiplicirte Querschnittsfläche der Armaturstange plus der Querschnittsfläche der unteren Rippe (vergl. Seite 16), ist mit d und dem constanten Factor 27 zu multipliciren und mit l zu dividiren; dies giebt die Bruchbelastung. Dies ist jedoch sehr willkürlich und stimmt auch mit den sogleich folgenden Versuchsergebnissen nicht genügend überein.

Totaler Querschnitt $= 2,1 \square''$

Armaturstangen (zwei jederseits) von rundem Querschnitt mit $0,5''$ Durchmesser beim ersten, $0,75''$ Durchmesser bei den beiden folgenden Trägern.

Nro. 1. Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 5502$ Pfd., grösste Senkung $= 0,66''$. Der Bruch erfolgte durch Zerreißen einer der schmiedeeisernen Stangen.

Nro. 2. Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 7944$ Pfd., grösste Senkung $= 0,988''$. Der Bruch erfolgte durch Zusammendrücken der oberen Partie.

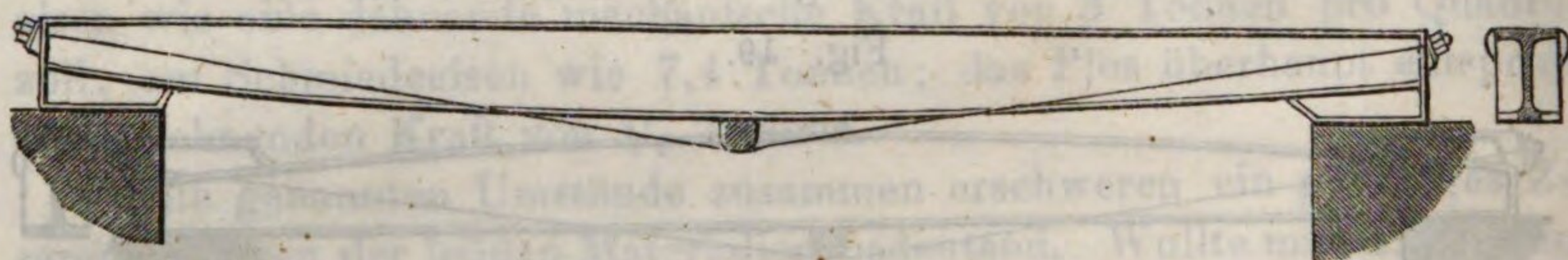
Nro. 3. Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 8854$ Pfd., grösste Senkung $= 0,790''$. Der Bruch erfolgte wie bei Nro. 2.

Im Mittel von Nro. 2 und Nro. 3 ist die Bruchbelastung $= 8400$ Pfd. (im Mittel der drei Versuche wäre sie 7433 Pfd., jedoch ist der erstere wegen der schwächeren Armaturstangen nicht hierher zu ziehen.

II. auf einen gusseisernen Träger, bei dem die breite Rippe nach oben gekehrt und der dann ebenso armirt war, Fig. 20.

Dimensionen sonst ganz die nämlichen wie bei Nro. 2 und 3.

Fig. 20.



Nro. 4. Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 12316$ Pfd., grösste Senkung $= 1,06''$. Der Bruch erfolgte durch Zerreißen der unteren Partie; es würde daher eine Verstärkung der schmiedeeisernen Stangen von Nutzen gewesen sein.

III. auf nicht armirte Gusseisenträger von ganz denselben Dimensionen, zur Vergleichung.

Nro. 5. Die breite Rippe nach unten; gewöhnliche Querschnittsform der Gusseisenträger.

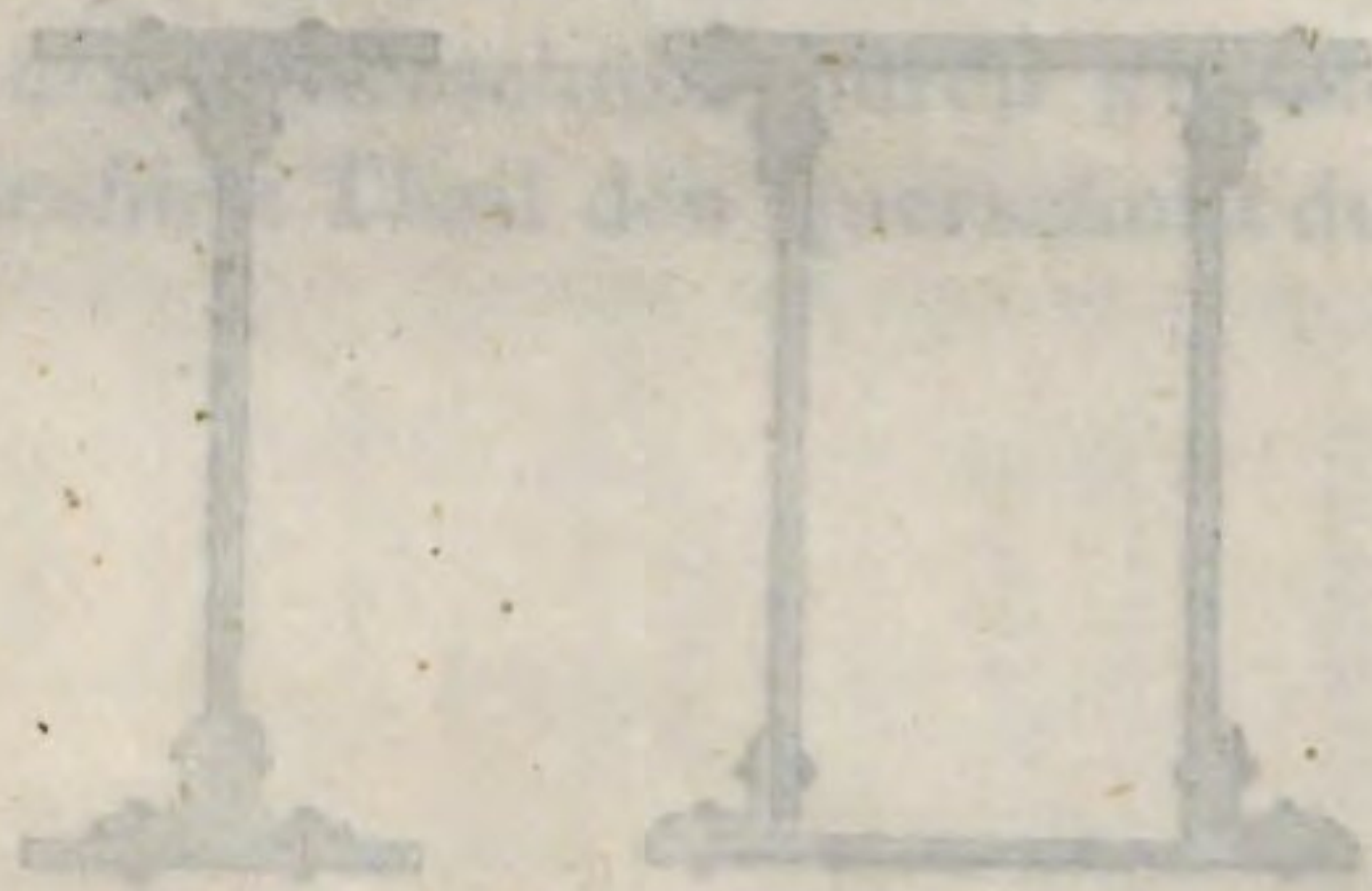
Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 5830$ Pfd. Grösste Senkung $= 0,786''$.

Nro. 6. Die breite Rippe nach oben. Bruchbelastung auf die Mitte gelegt $= 3366$ Pfd. Grösste Senkung $= 0,55''$.

Daher gewinnt ein Träger durchs Umkehren und Armiren ziemlich bedeutend, etwa im Verhältniss wie $4 : 9$, während das Armiren allein nur einen Zuschuss von etwa 44 Proc. der ursprünglichen Stärke ergiebt, der nicht im Verhältniss zu den Kosten des Armirens steht. Vergleicht man die beiden armirten Träger unter einander, so bekommt man ungefähr das Verhältniss $2 : 3$ zu Gunsten des Trägers, dessen breite

Seite nach oben gekehrt ist. Ohne Armatur wäre umgekehrt der unten breite Träger im Verhältniss wie 5 : 3 stärker als der mit der breiten Rippe nach oben gekehrte. Der günstigste Fall, der des armirten und oben breiten Trägers, gegen den ungünstigsten, den des ebenso geformten nicht armirten, giebt einen Gewinn im Verhältnisse wie 10 : 3.

In den Fällen, wo daher combinirte guss- und schmiedeeiserne Träger überhaupt rathsam erscheinen, ist nur jene Form zu billigen, wo eine starke Oberrippe der Compression, die Armaturstangen der Extension entgegenwirken. Im Ganzen dürften jedoch, wenn man mit dem blossen Gusseisen nicht ausreicht, Träger aus blossem Schmiedeeisen nicht bloss in den meisten Fällen besser anwendbar sein, sondern auch weit grössere Sicherheit gewähren.



Seite nach oben gekehrt ist. Ohne Arbeiter wäre umgekehrt der untere Theil Träger im Verhältnisse wie 5 : 3 stärker als der mit der breiten Kippe nach oben gekehrte. Der günstigste Fall, der des armirten und oben hohlen Trägers, gegen den unarmirten, den des ebenso geformten nicht armirten, giebt einen Gewinn im Verhältnisse wie 10 : 8. In den Fällen, wo daher combinirte guss- und schmiedeeiserne Träger überhaupt vorkommen erscheinen, ist nur jene Form zu billigen, wo eine starke Oberkante der Compression, die Armlastungen der Extension entgegenwirken. Im Ganzen dürfen jedoch, wenn man mit dem blossen Guss-eisen nicht ausreicht, Träger aus blossen Schmiedeeisen nicht bloss in den meisten Fällen besser anwendbar sein, sondern noch weit grössere Sicherheit gewähren.

Zweiter Abschnitt.

Ueber schmiedeeiserne Träger.

Schmiedeeiserne Träger sind noch neueren Ursprungs als gusseiserne und in Folge dessen immer noch nicht so allgemein im Gebrauche, als sie es verdienen; erst in neuester Zeit haben sie sich Bahn gebrochen, finden jedoch nun auch um so schnellere Verbreitung. Daher sind auch schon viele Arten schmiedeeiserner Träger vorgeschlagen und in Anwendung: die hohlen Träger, deren Querschnitt Fig. 21 darstellt,

Fig. 21.

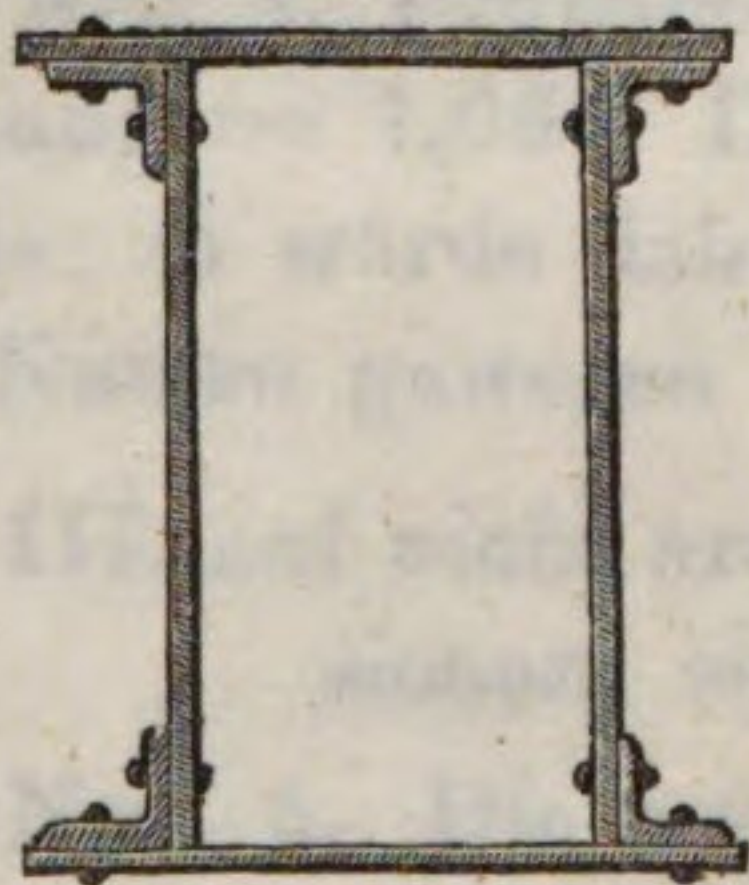


Fig. 22.



die einfachen Blechträger, entweder nur mit Winkeleisen am oberen oder unteren Ende, oder wie bei Fig. 22 noch mit Gurteisen, die Träger aus Eisenbahnschienen oder ähnlich gewalztem Eisen, die zahlreichen Arten von Gitterbalken, die Balken von zusammengesetzt-zelligem Querschnitt u. s. w.

Zunächst werden wir die drei erstgenannten Arten von Trägern ihrer Stärke nach vergleichen und werden sehen, dass die hohlen Träger hauptsächlich den Vortheil haben, dass sie vermöge der Form ihres Querschnitts bedeutend weniger einer seitlichen Verkrümmung ausgesetzt sind, dass aber da, wo eine solche nicht zu befürchten ist, z. B. da, wo von beiden Seiten her Gewölbbögen gegen den Träger stossen, der einfache Blechträger ziemlich, wenn nicht völlig, dieselbe Stärke besitzt. Dabei ist er einfacher und billiger herzustellen, leichter zu reinigen, durch einen Ueberzug von Farbe leichter gegen atmosphärische Einflüsse zu schützen, denen übrigens auch die eine dicke Platte besser widersteht, als die zwei dünneren der hohlen Träger.

Aus allen diesen Gründen möchte (ausser bei sehr grossen Dimensionen *) dem einfachen Blechträger der Vorzug gebühren und diesem eine sehr ausgedehnte Anwendung, auch auf Kosten der bei weitem nicht in der Stärke herzustellenden Gusseisenträger, sichern.

Hierzu kommt, dass Vervollkommnungen der Eisenproduction noch weitere Vortheile der schmiedeeisernen Blechträger, namentlich grosse Wohlfeilheit zur Folge haben können. Kleine Träger können in einem Stücke für ihre ganze Länge gewalzt werden, entweder gleich

Fig. 23.

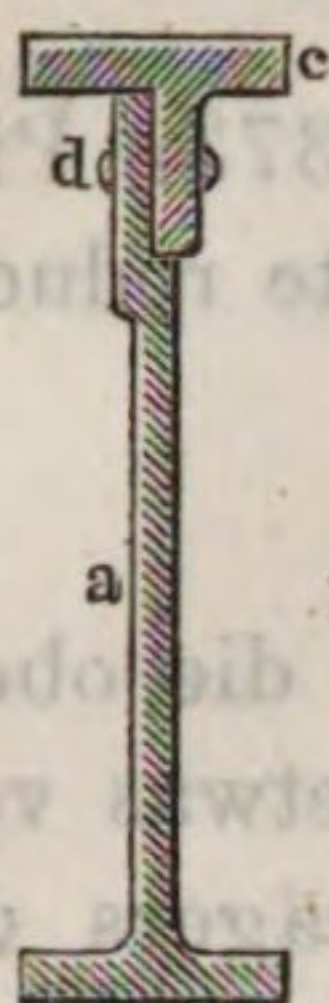


Fig. 24.



mit dem gewünschten Iförmigen Querschnitte, oder in zwei Tförmigen Stücken, die, wie Fig. 23 zeigt, aneinandergesetzt werden können, oder in einem Tförmigen Stücke *b*, Fig. 24, und einem Bleche, welches, über einen Dorn gerollt, die Höhlen *a* bildet und bei *c* an das untere Stück genietet wird, u. dgl. m.

Werden die Spannweiten zu gross, als dass der Träger in einer Länge gewalzt werden könnte, so kann eine Vernietung

Fig. 25.

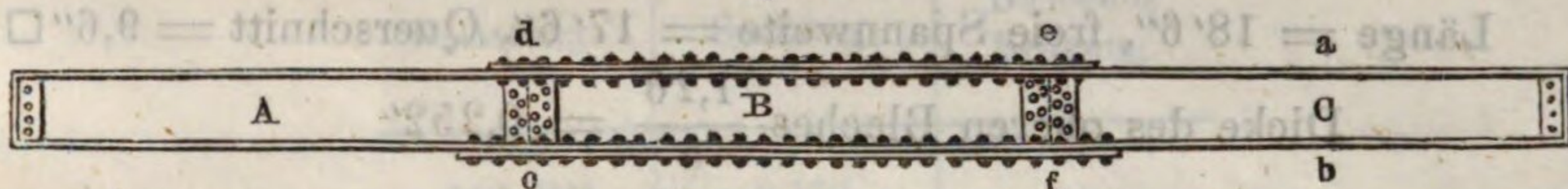


Fig. 26.



angebracht werden, wie sie Fig. 25 im Längsschnitte zeigt. Es sind die drei Stücke *A*, *B* und *C* bei *dc* und *ef* so vernietet, dass Fig. 26 den Querschnitt durch *dc* und *ef* darstellt, während der schraffierte Theil den Querschnitt durch *ab* bezeichnet.

Versuche über die relative Festigkeit des Schmiedeeisens.

I. Hohle rechteckige Träger**).

Nro. 1. 31. Juli 1845.

Länge = 18' 6", freie Spannweite = 17' 6", Querschnitt = 9,6" Quadrat.

*) Fairbairn zieht bis zu einer Spannweite von 50' unbedingt und unter Umständen bis zu 100' den einfachen Blechträger vor, dann aber den hohlen Träger. Näheres darüber folgt bei dem Capitel über Brückenträger.

**) Der Querschnitt ist i. A. ein Rechteck, jedoch ragen oben und unten die Platten fast 2" jederseits über die Seitenwände hinaus, ähnlich wie bei Fig. 21.

$$\text{Dicke des oberen Bleches } \frac{1,05}{14} = 0,0750''$$

$$\text{„ „ unteren „ } \frac{1,04}{14} = 0,0743''$$

$$\text{„ der Seitenbleche } \frac{1,04}{14} = 0,0743''$$

Gewicht des Trägers = 202 Pfd.

Gewicht des Apparats zum Auflegen der Belastung = 938 Pfd.*).

Senkungen: bei 938 Pfd. = 0,17'', bei 2058 Pfd. = 0,55'',
bei 3178 Pfd. = 0,96''.

Bruchbelastung (incl. Apparat zum Auflegen) = 3738 Pfd.,
also mit der Hälfte des auf die freie Spannweite reducir-
ten Eigengewichtes = 3834 Pfd.

Der Bruch erfolgte durch Zerdrücken der oberen Platte.

Da dieser Träger sich als sehr schwach gezeigt, so ward die obere Platte durch eine dreimal so dicke ersetzt, auch die untere etwas verstärkt und nach Wiederinstandsetzung des so geänderten Trägers der Versuch erneuert, wie folgt:

Nro. 2. 9. October 1845.

Länge = 18' 6'', freie Spannweite = 17' 6'', Querschnitt = 9,6'' □.

$$\text{Dicke des oberen Bleches } \frac{1,26}{5} = 0,252''$$

$$\text{„ „ unteren „ } \frac{1,05}{14} = 0,075''$$

$$\text{„ der Seitenbleche } \frac{1,04}{14} = 0,074''$$

Gewicht = 384 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.	Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.	Bemerkungen.
960 Pfd.	0,07''	—	6180 Pfd.	0,67	0,11	
1854	0,16	—	6180	0,73	0,11	Wiederholt, da sich der Balken etwas gekrümmt hatte.
2717	0,25	—	7017	0,84	0,14	
3568	0,35	—	7427	0,94	0,20	
4441	0,45	0,07''	7859	1,07	0,29	
5310	0,55	0,10	8273	—	—	Bruch durch Zerreißen einer Fuge der Unterplatte 11'' von der Mitte.

*) Dieser Apparat, in Form eines Bügels, ist stets der Belastung schon zugezählt und ist fast immer als erste Belastung angegeben, so dass die ausdrückliche Angabe seines Gewichts bei den folgenden Versuchen wegbleibt.

Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht (wie oben zu verstehen)
 $= 8455$ Pfd., stärkste Senkung vor dem Bruche $= 1,10''$.

Hier war demnach durch Verstärkung der oberen Platte eine mehr als doppelte Stärke erzielt, woraus zu schliessen ist, dass das Schmiedeeisen eher im oberen Theile dem Zusammendrücken nachgiebt, als im unteren Theile dem Dehnen. Dies bestätigen fernere Versuche.

Nro. 3. 31. Juli 1845.

Länge $= 18' 6''$, freie Spannweite $= 17' 6''$, Querschnitt $= 9,6''$ Quadrat.

$$\text{Dicke des oberen Bleches} \frac{1,06}{14} = 0,0757''$$

$$\text{„ „ unteren „} \frac{1,14}{8} = 0,1425''$$

$$\text{„ der Seitenbleche} \frac{1,06}{14} = 0,0757''$$

Gewicht $= 255$ Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
988 Pfd.	0,16''	—
2108	0,45	0,05''
3228	0,80	0,09

Die stärkste Senkung betrug $0,94''$; bei 3788 Pfd. Belastung stellten sich bedeutende Biegungen, $2' 6''$ und $6''$ von der Mitte, im oberen Bleche ein, daher die Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht $= 3909$ Pfund anzunehmen ist.

Eine $2' 7''$ lange, $11''$ breite und $1,1''$ dicke Platte oben auf die Mitte genietet, um dem oberen Theile mehr rückwirkende Festigkeit zu geben, änderte das Resultat nicht wesentlich. Doch zeigte sich ein bedeutender Unterschied, sobald (im folgenden Versuche) der Balken umgekehrt und seine dicke Seite nach oben gelegt ward.

Nro. 4. 31. Juli 1845.

Dimensionen sonst der Nro. 3 gleich, nur ist hier die

$$\text{Oberplatte} = \frac{1,14}{8} = 0,1425'' \text{ und die}$$

$$\text{Unterplatte} = \frac{1,06}{14} = 0,0757'' \text{ dick}$$

Gewicht (wie oben) $= 255$ Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
988 Pfd.	0,17"	—
2108	0,50	0,7"
3228	0,78	0,4
3788	0,90	0,18
4348	1,05	0,20
4908	1,21	0,26
5468	1,37	0,32
6028	1,54	0,40
6588	1,75	0,50

Stärkste Senkung = 1,76".

Bruchbelastung = 7148 Pfd., incl. halbes Eigengewicht
= 7269 Pfd.

Nro. 5. 1. August 1845.

Länge und freie Spannweite wie bei den vorigen. Querschnitt
= 18,25" in der Dicke, 9,25" in der Breite.

Dicke des oberen Bleches $\frac{1,340}{9} = 0,1490"$

" „ unteren " $\frac{1,345}{5} = 0,2690"$

" der Seitenbleche $\frac{0,950}{16} = 0,0594"$

Gewicht = 317 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
988 Pfd.	0,15"	—
2108	0,30	—
3228	0,44	0,05"
4348	0,60	0,07
5468	0,70	0,10
6588	1,00	0,22

Stärkste Senkung = 1,03".

Bei 6812 Pfd. Belastung hob sich die Oberplatte 18" von der Mitte, nachdem die Last eine Minute aufgelegt hatte.

Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht = 6962 Pfd.

Nro. 6. 1. August 1845.

Derselbe Balken umgedreht, nachdem der Schaden reparirt war.

Dimensionen sonst der Nro. 5 gleich, nur ist hier das obere Blech = 0,2690" dick und das untere = 0,1490". Gewicht (wie oben) = 317 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
988 Pfd.	0,08"	—
2108	0,30	—
3228	0,42	0,03"
4348	0,55	0,10
5468	0,70	0,15
6588	0,80	0,20
7708	0,92	0,24
8828	1,10	0,30
9948	1,30	0,31
10508	1,35	0,32
11068	1,40	0,40

Diese Last blieb 18 Stunden liegen und ward am 2. August der Versuch fortgesetzt, wo dann die Senkung sich um 0,2" vermehrt hatte.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
11068 Pfd.	1,60"	0,50"
11628	1,65	0,53

Die stärkste Senkung = 1,73".

Bei 12188 Pfd. ward die obere Platte zusammengedrückt, wobei sie selbst sich Sförmig und eine der Seiten sich einwärts bog.

Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht = 12338 Pfd.

Nro. 7.

Da der Bruch noch immer durch Zerdrücken und Zerknicken der oberen Platte erfolgt war, so ward diese durch eine stärkere ersetzt, deren genaue Dimensionen jedoch Fairbairn nicht mittheilt. Dieselbe brach bei 0,76"; stärkste Senkung unter einer Last von 13867 Pfund (excl. halbes Eigengewicht) durch Abscheren der Niete an der oberen Seite 3' 8" von der Mitte.

Nro. 8. 2. August 1845.

Länge = 25' 11 $\frac{1}{4}$ ", freie Spannweite = 24', Querschnitt 15" in der Dicke und 2 $\frac{1}{4}$ in der Breite.

$$\text{Dicke des oberen Bleches } \frac{1,300}{5} = 0,260''$$

$$,, \quad ,, \quad \text{unteren} \quad ,, \quad \frac{1,300}{5} = 0,260''$$

$$,, \quad \text{der Seitenbleche} \quad \frac{1,180}{9} = 0,131''$$

Gewicht = 488 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
800	0,07''	—
1920	0,20	—
3040	0,33	—
4160	0,50	—
5280	0,60	—
6400	0,70	—
7520	0,83	—
8640	0,95	0,07''
9760	1,20	0,15
10880	1,35	0,20
12000	1,50	0,25

Die stärkste Senkung = 1,613''.

Bei 13120 Pfd. brach der Träger durch vollständiges Zerreißen der untern Partie, 7" von der Mitte; diese Stelle zeigte sich nachher mangelhaft geschweisst. Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht 13352 Pfd.

Nro. 9. 4. August 1845.

Wiederholung des vorigen Experimentes, wobei jedoch statt des zerrissenen Stückes eins von 10" statt 6" Breite (dies war die Breite der Platte bei Nr. 8) aber nämlicher Dicke (0,26") auf 14" Länge in die Mitte der unteren Blechplatte kam. Dimensionen sonst die nämlichen. Gewicht um circa 4 Pfd. vermehrt.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
5280 Pfd.	0,65 Zoll	0,08 Zoll
6460	0,77	0,15
7520	0,90	0,18
8640	1,05	0,23
9760	1,20	0,30
10880	1,31	0,21
12000	1,46	0,21
13120	1,60	0,21
14240	1,75	0,30
14800	2,11	0,62
15360	2,17	0,62
15920	2,28	0,68
16480	2,36	0,74
17040	2,38	0,80

Die stärkste Senkung betrug 2,66". Bei 17600 Pfd. Belastung ward die obere Platte zusammengedrückt.

Demnach Bruchbelastung mit halbem Eigengewicht = 17834 Pfd.

Das Gewicht 14240 Pfd. war 17 Stunden auf dem Träger gelassen, nach deren Ablauf die Senkung von 1,75 auf 2,00 und die bleibende Senkung von 0,30 auf 0,60 gestiegen war.

Nr. 10. 5. August 1845.

Derselbe Träger ward wieder hergerichtet, und diesmal ein 19" langes Blechstück mit dem Querschnitte der übrigen (also 6" $\times$ 0,26") an die Stelle des zerbrochenen gesetzt. Dabei ward jedoch die in der Mitte auf 10" Breite verstärkte untere Platte diesmal nach oben gekehrt.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
9760 Pfd.	1,40 Zoll	0,38 Zoll
10880	1,65	0,50
12000	1,83	0,59
13120	2,03	0,69
14240	2,30	0,84
15360	2,49	0,97

Grösste Senkung = 2,53'.

Der Bruch erfolgte durch Reißen der unteren Platte 6" von der Mitte bei 15920 Pfd.

Bruchbelastung incl. halbes Eigenwicht demnach = 16154 Pfd.

Vielleicht wäre der Bruch, ob er gleich den Erwartungen gemäss durch Reißen der unteren Partie erfolgte, doch noch nicht eingetreten, wenn nicht an der Bruchstelle die Fuge etwas durch die früheren Experimente geschwächt gewesen wäre.

Nro. 11. 20. September 1845.

Länge = 12', freie Spannweite = 11'. Querschnitt 8" in der Dicke und 1" in der Breite.

Dicke des oberen Bleches = $\frac{1,41}{5} = 0,282''$

„ „ unteren Bleches = $\frac{1,16}{10} = 0,116''$

„ der Seitenbleche = $\frac{1,01}{15} = 0,067''$

Gewicht = 125 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
930 Pfd.	0,06 Zoll	—
1780	0,11	—
2630	0,16	—
3516	0,21	—
4382	0,26	—
5214	0,32	—
6105	0,37	0,010 Zoll
6543	0,41	0,012
6996	0,44	0,035
7433	0,47	0,040
7861	0,51	0,050
8273	0,54	0,058
8693	0,58	0,075
9107	0,62	0,097
9545	0,67	0,118
9974	0,74	0,150
10386	0,87	0,243
10827	1,06	0,325

Beim Auflegen von 9974 Pfd. drückten sich die Seitenbleche an den Enden, über den Stützpunkten, zusammen, weshalb Holzstücke zwischen geschoben wurden, die sie in ihrer Lage erhielten.

Bei 11254 Pfd. Belastung bog sich die obere Platte 4" vor der Mitte zusammen.

Demnach Bruchbelastung mit halbem Eigengewicht = 11312 Pfd.

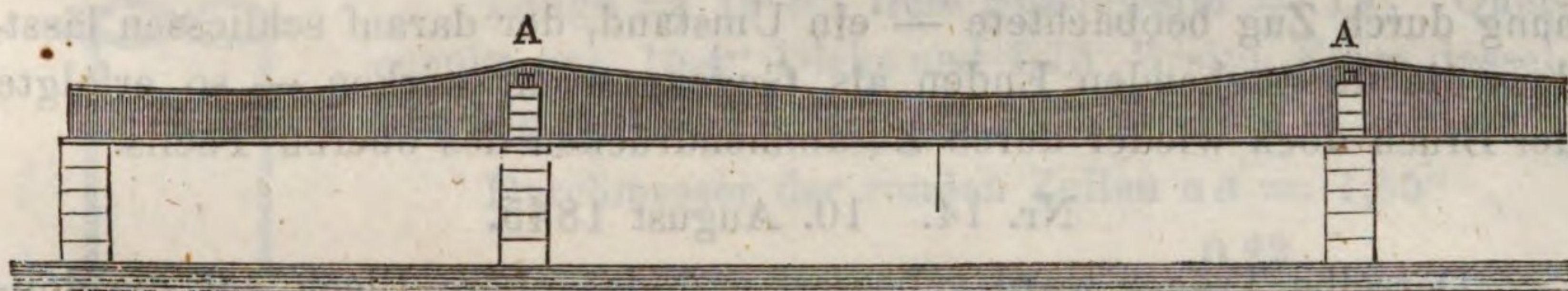
Nr. 12.

Derselbe Träger ward umgekehrt. Dimensionen bis auf die Vertauschung der Dicke der oberen und unteren Platte die nämlichen. Zuerst wurden 6113 Pfd. aufgelegt, um die beschädigten, jetzt unteren, Seiten wieder gerade zu richten; sie gaben 0,51" Senkung und 0,1" bleibende Senkung. 6549 Pfd. gaben 0,60" resp. 0,13", und 6978 Pfd. 0,74" und 0,23". Bei 7146 Pfd. drückte sich das obere Blech nach oben. Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht = 7204 Pfd.

Nr. 13. 3. August 1845.

Da das Zerschneiden der Träger fast immer durch Zusammendrücken des oberen Theils erfolgt war, so rieth Stephenson den Längsschnitt Fig. 27 an, bei dem erstens die Mitte niedriger construirt war, um auch

Fig. 27.



die obere Platte in eine Lage zu bringen, dass sie vermöge ihrer absoluten Festigkeit wirken könne, und zweitens an jeder Seite von den Stützpunkten *A A* ein Stück von der Länge des halben Spannes sich am Träger befand, welches als Gegengewicht gegen die Belastung auf der Mitte wirken sollte.

Länge = 37' 8", freie Spannweite = 18'

Dicke (Höhe) in der Mitte = 13,25", über den Stützpunkten
= 17,25"

Breite = 7 1/2"

Dicke des oberen Bleches = $\frac{1,140}{8} = 0,1425"$

„ „ unteren Bleches = $\frac{1,140}{8} = 0,1425"$

„ der Seitenbleche = $\frac{1,240}{11} = 0,1127"$

Gewicht = 640 Pfd., wovon die Hälfte auf die freie Spannweite kommt.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
800 Pfd.	0,09 Zoll	—
1920	0,20	0,02 Zoll
3040	0,32	0,05
4160	0,45	0,09
5280	0,59	0,16
6400	0,71	0,19
7520	0,84	0,22
8640	0,99	0,27
9760	1,18	0,32

Stärkste Senkung = 1,31“.

Bei 10880 Pfd. ward die obere Platte 1' 6" vor der Mitte zusammengedrückt.

Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht der freien Länge = 11033 Pfd.

Bei einer Wiederholung des Versuches nach Herrichtung des Balkens war das Resultat ganz dasselbe, und obgleich man dabei über *AA* Spannung durch Zug beobachtete — ein Umstand, der darauf schliessen lässt, dass die überstehenden Enden als Gegengewicht wirken — so erfolgte der Bruch doch wieder durch Zusammendrücken des oberen Theils.

Nr. 14. 10. August 1845.

Derselbe Träger ward gebessert und das obere Blech auf die doppelte Dicke, also auf 0,285 gebracht*). Sonst alle Dimensionen wie bei Nr. 13.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
7520 Pfd.	0,68 Zoll	—
8640	0,84	0,04 Zoll
9760	0,99	0,10
10880	1,15	0,16
12000	1,31	0,25
12560	1,40	0,32
13120	1,64	0,42

Stärkste Senkung = 1,71“.

Bei 12000 Pfd. bogen sich die Seitenwände etwas und zeigten das Bestreben, die obere Platte aufwärts zu drängen.

*) Demnach Gewicht vermehrt auf 854 Pfd.

Bei 13680 Pfd. brach die obere Platte durch Druck 13" von der Mitte.

Bruchbelastung demnach 13884 Pfd.

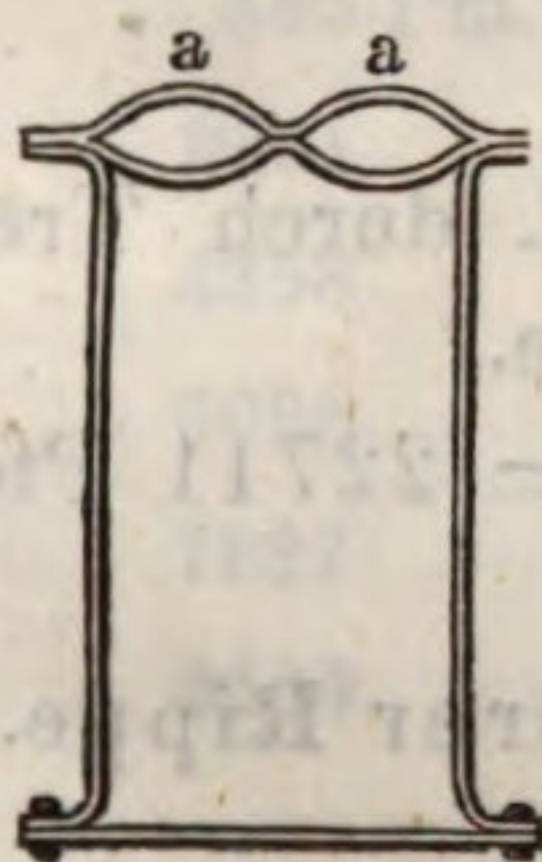
Die Versuche Nr. 13 und 14 thaten zur Genüge dar, dass die bei ihnen angebrachten Aenderungen in der Form des Trägers keine Verbesserungen waren, da auch die Verstärkung der oberen Platte keine wesentliche Erhöhung der Festigkeit zur Folge hatte.

Im Gegentheile ist immer ein Träger von geradlinigem rechteckigem Längsschnitte zu empfehlen, oder noch besser einer mit Erhöhung der oberen Platte in der Mitte um den Betrag der stärksten Senkung oder mehr, etwa $\frac{1}{10}$ der Dicke des ganzen Trägers. Dies gilt sowohl für Träger mit $\frac{1}{2}$ ihrer Länge als Gegengewicht, als für solche, bei denen diese Construction nicht angebracht ist.

Ein Experiment mit einem hohlen Träger von elliptischem Querschnitt, an welchem oben noch ein Grat aufgenietet war, zeigte, dass diese Construction schwach war, und es ward daher zur Prüfung eines hohlen rechteckigen Trägers mit gewulsteter Oberplatte geschritten.

Fig. 28.

Nro. 15. 14. October 1845.



Länge = 19' 8", freie Spannweite = 19'. Querschnitt von 15,4" Dicke und 7,75" Breite. Form desselben Fig. 28.

Durchmesser der runden Zellen $aa = 1,65"$

Dicke der oberen Bleche = $\frac{0,23}{2} = 0,115"$

also totale Stärke der oberen Partie = 0,23"

" " unteren Bleche = 0,180"

" " Seitenbleche = 0,070"

Gewicht = 500 Pfd.



Belastung	Senkung
885 Pfd.	0,04 Pfd.
1881	0,12
1717	0,20
6000	0,28
7743	0,35
9488	0,46
11253	0,60

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
988 Pfd.	0,035 Zoll	—
2736	0,110	—
4468	0,190	—
6215	0,270	—
7924	0,340	0,020 Zoll
9636	0,424	0,050
11334	0,523	0,062
13041	0,640	0,095
14751	0,735	0,125
16490	0,870	0,186
18205	1,070	0,276
19065	1,155	—
19918	1,270	0,400
20764	1,425	—
21629	1,520	0,590

Stärkste Senkung = 1,59".

Der Bruch erfolgte bei der Belastung von 22469 Pfd. durch Trennung des Seitenblechs vom oberen Bleche 2' von der Mitte.

Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht = 22711 Pfd.

II. Solide gewalzte Träger mit oberer und unterer Rippe.

Nro. 16. 10. October 1845.

Fig. 29.



Länge 11' 7", freie Spannweite 11'. Querschnitt von der Form Fig. 29.

	Dicke	Breite	
Obere Rippe	= 1"	× 2,5"	2,5
Untere „	= 0,38"	× 4"	1,52
Mitteltheil	= 7"	× 0,325"	2,275
Gewicht	= 227 Pfd.		6,295

Belastung.	Senkung.
885 Pfd.	0,04 Zoll
2581	0,12
4317	0,20
6050	0,26
7743	0,35
9493	0,46
11253	0,60

Bleibende Senkung stellte sich erst bei der letztangeführten Belastung ein; sie betrug da 0,09". Die grösste Senkung überhaupt war 0,69", die Belastung beim Bruche, der durch seitliche Drehung erfolgte, war = 12955, also mit Einschluss des halben Eigengewichts der freien Länge = 13063 Pfd.

Nro. 17. 10. October 1845.

Länge 10' 8", freie Spannweite 10'. Querschnitt von etwa derselben Form.

Dicke Breite
 Obere Rippe = 1" $\times$ 2,75"
 Untere „ = 0,44" $\times$ 4,3"
 Mitteltheil = 8" $\times$ 0,35"
 Gewicht = 247 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.	Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
885 Pfd.	—	—	11278 Pfd.	0,26 Zoll	—
2631	0,04 Zoll	—	12980	0,30	0,03 Zoll
4358	0,12	—	14693	0,35	0,03
6098	0,15	—	16373	0,45	0,09
7827	0,19	—	18115	0,68	0,26
9585	0,21	—			

Die stärkste Senkung überhaupt betrug 0,71", der Bruch erfolgte wie bei Nro. 16 bei 18962 Pfd., demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht der freien Länge = 19078 Pfd.

Nro. 18. 10. October 1845.

Länge = 10' 7", freie Spannweite = 10'.

Dicke Breite
 Obere Rippe = 1" $\times$ 2,75"
 Untere „ = 0,42" $\times$ 4,3"
 Mitteltheil = 8" $\times$ 0,38"
 Gewicht = 276 Pfd.

Belastung.	Senkung.	Bleibende Senkung.
885 Pfd.	0,020 Zoll	—
2606	0,050	—
4364	0,090	—
6105	0,110	—
7835	0,140	—
9559	0,165	0,03 Zoll
11257	0,195	0,03
12999	0,220	0,04
14728	0,250	Nicht beobachtet.
16407	0,290	„ „
18108	0,370	„ „
19839	0,475	„ „
21553	0,590	„ „

Stärkste Senkung = 0,6". Bei 22387 Pfd. erfolgte eine Seitendrehung von 2,65", und der Träger ging entzwei. Demnach Bruchbelastung incl. halbes Eigengewicht der freien Länge = 22517 Pfd.

Die hier zusammengestellten Versuche, ebenso wie die sub. I. für die Britannia- und Conway-Brücke veranstaltet, waren die einzigen, welche sich auf die schienenförmigen massiven Träger bezogen, und es wurde mit der Versuchsreihe abgebrochen. Jedoch kamen im Jahre 1846 noch einige Experimente über einfache Blechträger hinzu, welche bis dahin gefehlt hatten, und die wir zum Schlusse folgen lassen.

III. Einfache Blechträger, aus oberen und unteren Winkel-eisen und einem verbindenden verticalen Bleche bestehend.

Nro. 19.

Fig. 30.



Freie Spannweite = 24'

Querschnitt von der Form Fig. 30.

Totale Höhe des Verticalbleches = 16"

Breite des Verticalbleches = 0,37"

Oberes Winkelisen = 3,5" × 0,5"

Unteres Winkelisen = 3,5" × 0,5" *)

Gewicht = 1380 Pfd.

Der Träger hielt 14½ Tonnen mit 1,6" Durchbiegung ohne Schaden

*) Die Dimensionen sind angegeben für jeden einzelnen Theil des Winkel Eisens ; daher ist die Totalbreite oben und unten = 7,37".

aus, doch bei Vermehrung dieser Belastung bog er sich augenblicklich so weit seitwärts, dass er unhaltbar wurde.

Für die Hälfte des Eigengewichts der freien Länge würde etwas über $\frac{1}{4}$ Tonne zuzurechnen sein, daher mit ziemlicher Genauigkeit 15 Tonnen = 33600 Pfd. als Bruchbelastung angesetzt werden können.

Da auch dieser Träger wie sämtliche drei vorhergehende durch seitliche Verbiegung zu Grunde ging, so lässt sich schliessen, dass sowohl die solide gewalzten als die aus Blechen zusammengenieteten Träger mit einfachem Verticaltheile der Verbiegung nach den Seiten hin nur mangelhaften Widerstand entgegensetzen, und dass, wenn man jene hätte hindern können, diese Träger sämtlich grössere Belastungen ausgehalten hätten.

Fig. 31.

Nro. 20.



Länge = 7' 6'', freie Spannweite = 7'.

Querschnitt von der Form Fig. 31.

Totale Höhe = Höhe des Verticaltheils (= CD) = 7'.

Breite des Verticaltheils = 0,25''.

Bei den Winkeleisen sind die verticalen Partien kürzer als die horizontalen, so dass $AC = CB = 2,25''$, und ebenso $ED = DF = 2,25''$, dagegen $CG = HD = 1,5''$ ist. Die mittlere Dicke von AB ist = $0,28''$, die von $EF = 0,3''$.

Belastung.	Senkung.
4216 Pfd.	0,10 Zoll
8304	0,18
16480	0,25
18667	0,36
22027	0,52

Nachdem das letzte Gewicht 5 Minuten aufgelegt, stieg die Senkung auf 0,54; bei 24379 Pfd. verdreheten sich die oberen Winkeleisen.

Die Bruchbelastung incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht der freien Länge ist demnach = 24450 Pfd. *).

Nro. 21.

Der nämliche Träger reparirt. Beim Wiederherstellen ward er glühend gemacht und kühlte sich langsam ab.

*) $6,1'' \times 7 \times 12 = 512,4$ Cubikzoll Schmiedeeisen à 0,276 Pfd. giebt 141,4 Pfd., wovon die Hälfte 71 Pfd.

Belastung.	Senkung.
16115 Pfd.	0,29 Zoll
18355	0,36
19475	0,42
20595	0,51

Bei 21715 Pfd. bog sich der Träger seitwärts und brach langsam zusammen. Demnach Bruchbelastung incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht = 21786 Pfd.

Folgerungen aus den Versuchen über die relative Festigkeit des Schmiedeeisens.

Stellen wir die Ergebnisse der obigen Versuche zusammen, so ist zunächst ersichtlich, dass unter den Hohlträgern die festesten sich befanden; jedoch ist dies zum grossen Theile darauf zurückzuführen, dass die beiden folgenden Arten von Trägern meist durch seitliche Verbiegung zu Grunde gingen, und dass aller Wahrscheinlichkeit nach das Ergebniss ein ganz anderes gewesen wäre, wenn man die Seitenbiegung hätte verhüten können *). Wenigstens ist in dem einen Falle (Nro. 20), wo dieselbe nicht stattfand, das Ergebniss durchaus kein ungünstiges zu nennen.

Berechnen wir nach der Formel $W = \frac{AdC}{l}$, wo wir W jedoch (der bequemen Zahlen halber) in Tonnen ausdrücken werden, die Constante C^{**}), die dann ein Ausdruck für die Werthe der zugehörigen Querschnitte ist, so haben wir für die Versuche mit soliden Trägern von einer den Eisenbahnschienen ähnlichen Form (Nro. 16 — 18):

*) Ein dahin zielender Vorschlag ist der, Stücke Holz an die Seiten eines Eisenbleches zu schrauben, das jedoch dadurch keineswegs an Festigkeit gewinnen kann und kaum als ein wahrer eiserner Träger zu betrachten ist. Fairbairn, der der Ansicht war, dass die Holzbalken mehr Tragfähigkeit hätten, als das Blech, belastete einen solchen Balken von 22' 6" Länge, 22' freier Spannweite, 12" Dicke, $\frac{3}{8}$ " Blechbreite (Blechstärke) und 12 $\frac{1}{2}$ " Totalbreite (die Holzbacken von gutem norwegischen Tannenholze und die Schraubenbolzen von 1" Durchmesser) mit 18 Tonnen und bekam dann schon eine Senkung von 3,3", und nachdem das Gewicht 16 Stunden darauf gelassen war, eine bleibende Senkung von 1,3".

Mit Recht sagt Fairbairn, dass der Balken dann weit stärker und zweckmässiger construirt gewesen wäre, wenn man an dem Bleche oben und unten Winkel-eisen befestigt und das Holz dann zu dem Zwecke angebracht hätte, um einer seitlichen Verkrümmung vorzubeugen.

**) Für W in Pfunden braucht C bloss mit 2240 multiplicirt zu werden.

Nro.	W in Tonnen.	l in Zollen.	A in □".	d in Zollen.	C.
16	5,83	132	6,29	8,38	14,6
17	8,52	120	7,44	9,44	14,5
18	10,52	120	7,59	9,42	17,6

Das Verhältniss der oberen Rippe zur unteren ist dabei nahezu gleich und wechselt nur zwischen den Grenzen 1:1,5 und 1:1,6.

Die Versuche mit einfachen Blechträgern (Nro. 19 — 21) ergeben:

Nro.	W in Tonnen.	l in Zollen.	A in □".	d in Zollen.	C.
19	15,00	288	18,9	16	14,3
20	10,91	84	6,1	7	21,4
21	9,73	84	6,1	7	19,1

Bei Nro. 19 waren die obere und untere Seite gleich. Bei Nro. 20 und 21 hatte die untere zur oberen das Verhältniss 1:0,93, also (wie wir später sehen werden) nicht einmal ein sehr günstiges, und dennoch giebt, wie schon erwähnt, Nro. 20, der einzige Versuch, bei dem der Träger nicht durch Seitenbiegung zerbrach, ein gutes Ergebniss.

Von den Versuchen über hohle schmiedeeiserne Träger sind (abgesehen davon, dass Nro. 7 wegen mangelhafter Daten nicht in Betracht kommt) noch Nro. 13 und 14 wegen des ganz veränderten Längsschnittes getrennt zu betrachten. Sie geben keine sehr ungünstige, allein auch keine günstige Ziffer für C. Bei beiden ist der Querschnitt der Röhre gleich (in der Mitte $13,25 \times 7,5$, über den Stützpunkten $17,5 \times 7,5$), das Verhältniss der unteren Platte zur oberen ist bei Nro. 13 wie 1:1, bei Nro. 14 wie 1:2. Der Bruch erfolgte beide Male durch Zerdrücken der Oberplatte. Das Ergebniss der beiden Versuche ist:

Nro.	W in Tonnen.	l in Zollen.	A in □".	d in Zollen.	C.
13	4,92	216	4,72	13,25	17,0
14	6,19	216	6,30	13,25	16,0

Für die übrigen hohlen Träger von rechteckigem Quer- und Längsschnitte ist

Nro.	Querschnitts- form der Röhre	Verhältniss der unteren Platte zur oberen.	W in Tonnen.	l in Zollen.	A in □"	d in Zollen.	C.	Der Bruch erfolgte
1	9,6" Quadrat	1:1,01	1,71	210	3,20	9,6	11,7	durch Zerdrücken der oberen Partie,
2	"	1:3,36	3,77	210	5,32	9,6	15,5	durch Reißen der unteren Partie,
3	"	1:0,53	1,74	210	4,04	9,6	9,4	durch Zerdrücken der oberen Partie,
4	"	1:1,88	3,24	210	4,04	9,6	17,5	durch Reißen der unteren Partie,
5	18,25" d., 9,25" b.	1:0,55	3,11	210	6,52	18,25	5,5	durch Zerdrücken der oberen Partie,
6	"	1:1,80	5,51	210	6,52	18,25	9,7	ebenso,
8	15" d., 2,25" b.	1:1,00	5,96	288	7,00	15	16,3	durch Reißen der unteren Partie,
9	"	1:0,60	7,96	288	8,00	15	19,1	durch Zerdrücken der oberen Partie,
10	"	1:1,67	7,21	288	8,00	15	17,3	durch Reißen der unteren Partie,
11	8" d., 1" b.	1:2,43	5,05	132	2,90	8	28,7	durch Zerdrücken der oberen Partie,
12	"	1:0,41	3,22	132	2,90	8	18,3	ebenso,
15	15,4" d., 7,75" b.	1:1,28	10,14	228	7,05	15,4	21,3	ebenso.

In dieser Zusammenstellung ist auffallend, wie viel günstiger sich im Ganzen die Träger verhalten, bei denen der obere Theil stärker ist, als der untere. Die einzige Ausnahme macht hiervon die Reihe Nro. 8 bis 10, bei der ein abnormes Verhältniss der unteren Platte stattfindet.

Dass Nro. 5 und 6 so schwach waren, möchte seinen Grund in der Schwäche der Bleche, besonders der Seitenbleche, haben. Der zellige Bau der oberen Partie bei Nro. 15 äussert unleugbar einen sehr günstigen Einfluss auf die Stärke des Trägers; wenigstens übersteigt der Werth für C alle übrigen ausser dem bei Nro. 20 erhaltenen, der ihm etwa gleich ist, und dem von Nro. 11, der ihn noch übertrifft. Dieser das günstigste Resultat liefernde Querschnitt ist auch hier derjenige, bei welchem ein möglichst grosser Theil des Materials möglichst weit von der neutralen Axe sich befindet. Uebrigens gewinnt das Ergebniss von Nro. 15 um so mehr an Bedeutung, als der Umstand, welcher in den meisten Fällen den Träger vernichtet — nämlich das Einknicken der oberen Platte — vermieden wird, und vielleicht bei besserer Vernietung eine noch weit höhere Bruchbelastung sich ergeben hätte.

Zur Bestimmung der Festigkeitsmodel des Schmiedeeisens eignen sich die obigen Versuche nicht wegen der grösstentheils complicirten Structur und der Schwierigkeit, bei manchen die Lage der neutralen Axe genau zu bestimmen. Gerade die Träger mit solidem Querschnitt (II.), die sich dazu noch am besten eignen würden, sind wegen der stattgehabten seitlichen Krümmung unbrauchbar. — Auch die Annahme, zu welcher die grössere Haltbarkeit sämmtlicher Träger mit verstärktem Obertheile Veranlassung geben könnte: dass man den Model der rückwirkenden Festigkeit um ein Erhebliches niedriger anzunehmen habe, als den der absoluten, ist aus dem Grunde unstatthaft, weil bei den schmalen Blechen der Oberseite nicht eigentlich die rückwirkende, sondern die Knickungsfestigkeit in Betracht kommt, welche stets geringer ist, als die rückwirkende. Dies wird sowohl durch Nro. 15, als durch die später (Seite 90) zu erwähnenden Versuche über röhrenförmige Träger mit zelligem Obertheil bestätigt, wo die comprimirten Theile in Beziehung auf das Knicken in weit günstigere Verhältnisse gebracht sind.

Wir müssen uns daher auf die Vergleichung des Guss- und Schmiedeeisens auf Grund der in diesem und dem vorigen Abschnitte aufgezählten

Versuche nach der oben aufgestellten Formel $W = \frac{A d C}{l}$ beschränken.

Legen wir für das Gusseisen die Nro. 13, 14, und 15 (die das günstigste Resultat geben), so haben wir bei einem durchschnittlichen Eigengewichte des Balkens von 71 Pfd.:

$$W = \frac{A d \cdot 18,6}{l} \text{ wenn wir } W \text{ in Tonnen ausdrücken, wie}$$

aus der Tab. S. 21, Anm., ersichtlich. Dieser Werth, der für Gusseisen ziemlich ein Maximum ist, ist für Schmiedeeisen nur ungefähr dem Mittel aus den verschiedenen Versuchen gleich; er ist erheblich geringer, als das

Maximum für Schmiedeeisen ($C=28,7$) und steht selbst dem aus Nro. 15 und 20 erhaltenen Werthe ($C=21,3$) nach. Wenn daher auch, sobald wir für Gusseisen die besten Querschnittsformen wählen, die relative Festigkeit desselben nicht so bedeutend gegen die des Schmiedeeisens zurücksteht, als wenn wir für beide Materialien einfach rechteckige Querschnitte nehmen, so ist doch immerhin ein nicht unbedeutender Ueberschuss auf Seiten des Schmiedeeisens. Dazu kommt, dass bei der Hämmerbarkeit des letzteren und seiner Fähigkeit, sich zu Blechen verarbeiten zu lassen, die Dimension d sich weit grösser herstellen lässt, als dies bei gleichem Materialaufwande bei Gusseisen möglich war, und diesem Umstande ist es zuzuschreiben, dass ein schmiedeeiserner Träger meistens noch nicht die Hälfte, oft nur den dritten Theil eines gusseisernen Trägers von gleicher Stärke wiegt. Daraus folgt denn auch, trotz des mehr als doppelt so hohen Preises des Schmiedeeisens, dass das Material der Gusseisenträger schon etwa eben so theuer wird, als das gleichstarker schmiedeeiserner, und dass, wenn Transport etc. mit in Betracht gezogen werden, bei letzterem noch eine Ersparniss stattfindet.

Ferner liegt ein grosser Vorthail darin, dass, wie oben erwähnt, die schmiedeeisernen Träger weit leichter in jeder beliebigen Länge herzustellen sind; daher z. B. bei ihrer Anwendung die vielen Säulenreihen in Fabrikgebäuden verschwinden können und viel Raum gewonnen wird. Die überwiegende Brauchbarkeit des Schmiedeeisens zeigt sich jedoch namentlich bei den später zu besprechenden Brückenträgern von sehr grosser Spannweite.

Auf einen weiteren Vorthail des Schmiedeeisens haben wir schon oben aufmerksam gemacht: dass nämlich dieses Material nie so plötzlich bricht, wie das spröde Gusseisen. Vielmehr liessen bei sämtlichen aufgezählten Versuchen die Träger lange vorher erkennen, dass sie brechen würden, so dass sie meistens durch zeitiges Abnehmen der Belastung noch in einem Zustande erhalten wurden, in dem sie für fernere Proben wieder hergerichtet werden konnten *).

*) Auf eine Art der Berechnung, nach der analog der Berechnung von Gusseisenträgern der untere Theil des Querschnitts zu Grunde gelegt wird, und in der Formel

$$W = \frac{a d c}{l} \text{ nun } c \text{ statt des bei Gusseisen gesetzten Werthes } 27 \text{ wegen der dreimal}$$

so starken absoluten Festigkeit des Schmiedeeisens den Werth 80 bekommt, ist hier keine Rücksicht genommen, da obige Annahmen zu willkürlich sind, auch bei der praktischen Ausführung der Berechnungen sich in den meisten Fällen ein zu grosser Werth für W ergibt. Nur bei grösseren Röhrenträgern (vgl. 3. Abschnitt) lässt

sich die Benutzung der Formel $W = \frac{a d \cdot 80}{l}$ rechtfertigen.

G i t t e r b a l k e n.

Bisher wurden immer nur Träger aus massivem Eisen oder doch aus vollem Bleche gearbeitet betrachtet. Die Träger aus Gitter- oder Fachwerk sind i. A. in England nicht sehr beliebt und sind deshalb verhältnissmässig wenig (im Ganzen nur drei) Versuche über dieselben zu erwähnen.

Der erste ward mit zwei zusammengelegten und mit Bohlen bedeckten 3' dicken, 24' langen und 23' 6" freie Spannweite messenden Trägern aus drei rechteckigen Feldern angestellt, welche jedoch jedes nur mit zwei Diagonalstreben ausgefüllt waren. Die Diagonalstangen, die sehr schräg standen, und von denen die auf rückwirkende Festigkeit angespannten, also die, welche von der Mitte aus schräg nach unten liefen, schon bei 26 Tonnen litten, maassen $3 \times 0,5$ Zoll, die Winkeleisen oben $(3 + 3) \times \frac{3}{8}$ ", unten $(3 + 3) \times \frac{1}{4}$ " jedes. Die Senkungen waren bei 2 Tonnen 0,107", bei 8 Tonnen $\frac{1}{2}$ ", bei 14 Tonnen 1", bei 23 Tonnen 1,203", bei 27 Tonnen 1,28", bei 29 Tonnen 1,44", bei 32 Tonnen 1,624". Dies Gewicht machte die Träger zu ferneren Versuchen unfähig. Die Belastung wurde nicht auf der Mitte angebracht, sondern auf das mittlere Drittel des Balkens vertheilt. Berechnen wir daher dessen Tragfähigkeit, so ist von 32 Tonnen noch $\frac{1}{6} \cdot 32$ Tonnen in Abzug zu bringen *).

Der Querschnitt ist so in Rechnung zu bringen, als wäre die Masse der sechs Diagonal- und vier Verticalstreben gleichförmig vertheilt (was $16\frac{1}{2}$ □" Querschnitt giebt). Jeder Träger wog 819 Pfd., also ist die Hälfte des Eigengewichts eines jeden etwa $\frac{1}{5}$ Tonne, was zu $16 \cdot \frac{5}{6}$ addirt circa $13\frac{1}{2}$ Tonnen giebt. Daher bekommen wir in der Formel

$$W = \frac{AdC}{l} \quad **)$$

einen Werth von kaum $6\frac{1}{2}$ Tonnen für C , ein Werth,

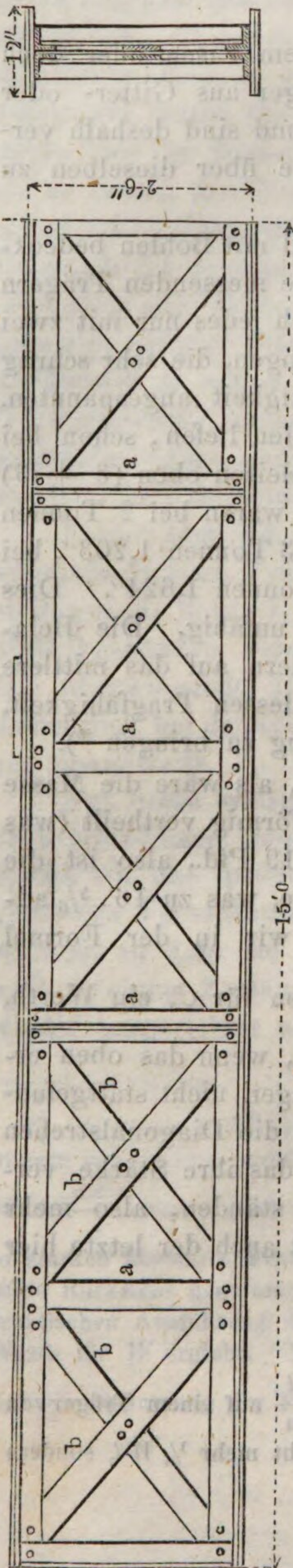
der ohne Zweifel weit höher ausgefallen sein würde, wenn das oben erwähnte ungünstige Verhältniss bei den Diagonalstangen nicht stattgefunden hätte. Fairbairn macht daher den Vorschlag, die Diagonalstreben aus T-Eisen zu verfertigen; jedenfalls würde auch das ihre Stärke vermehren, wenn sie kürzer würden und minder schräg ständen, also mehr Felder im Träger angebracht wären. Dies bestätigt auch der letzte hier zu erwähnende Versuch.

*) Denn wenn ein Gewicht W auf einer Strecke von $\frac{l}{n}$ auf einem Träger von l Spannweite aufliegt, so ist die Wirkung der Belastung nicht mehr $\frac{1}{4} Wl$, sondern $\frac{1}{4} Wl - \frac{1}{8} W \cdot \frac{l}{n}$.

**) Wonach $C = \frac{Wl}{Ad}$, also hier $C = \frac{27 \cdot 282 \cdot 2}{2 \cdot 33 \cdot 36}$.

Der zweite Versuch ward mit einem Träger angestellt, bei dem diejenigen Streben, die vermöge rückwirkender Festigkeit wirken, ganz fehlten.

Fig. 32.



Der Balken war 24' lang, hatte 23'6" Spannweite, war 20" dick und hatte sechs Felder. Die Diagonalstangen waren $3 \times \frac{3}{8}$ " stark, die Verticalen bestanden hier aus T-Eisen. Das Material von beiden zusammen entsprach einem Bleche von $2\frac{3}{4}$ □" Querschnitt. Die Winkleisen waren oben und unten $(3 + 2\frac{1}{2}) \times \frac{3}{16}$ " jedes. Das Eigengewicht eines solchen Trägers war $10\frac{3}{4}$ Ctr. Der Versuch ward ganz in derselben Weise angestellt.

Die Senkung betrug bei 8204 Pfd. 0,16", bei 14224 Pfd. 0,43", bei 19544 Pfd. 0,74", bei 24612 Pfd. 1,23" und bei 29456 Pfd. 1,67." Bei letzterer Belastung gingen die Träger zu Grunde, nachdem eine der Diagonalstangen an einem Nietloche zerrissen war. Möglicherweise hätte der Träger eine grössere Belastung ausgehalten, wenn die Diagonalstangen nicht zu nahe am Ende durchbohrt und überhaupt etwas stärker gewesen wären.

Die Constante C , auf die nämliche Weise wie oben ermittelt, ist nichtsdestoweniger nicht unbedeutend höher; sie beträgt etwa $12\frac{1}{3}$ Tonnen.

Der dritte Versuch ward mit einem in zehn fast quadratische Felder zerlegten Träger von übrigens ähnlicher Construction (s. Fig. 32 Längs- und Querschnitt, den ersteren zur Hälfte) angestellt; derselbe ist bei einer Brücke der Ulverstone-Lancaster Eisenbahn in Anwendung gekommen. Bei demselben sind zugleich Gurt-eisen ausser den Winkleisen am oberen und unteren Ende in Anwendung gebracht.

Dimensionen:

Länge 30'. Freie Spannweite 29'. Dicke 2' 6".

Oberes Gurteisen $\frac{1}{2}$ " dick, 12" breit.

Obere Winkleisen $(3 + 3\frac{1}{2}) \frac{1}{2}$ ".

Unteres Gurteisen $\frac{1}{2}$ " dick, 9" breit.

Untere Winkleisen wie die oberen.

Alle 3' stehen verticale T-Eisen, $a a a a$, abwechselnd auf einer oder der anderen Seite, von $(4 + 3) \times \frac{1}{2}$ ", an den Enden Winkleisen von $(2 + 3) \times \frac{1}{2}$ ". Die Diagonalstangen $b b$ sind $4 \times \frac{1}{2}$ " stark.

Vertheilt man sämmtliches Eisen gleichmässig, so bekommt man dessen Masse gleich der bei einem Querschnitte von $5,2 \square$ ohne die oberen und unteren Gurt- und Winkleisen, also von $28,7 \square$ mit letzteren. Das Eigengewicht ist demnach circa 14 Tonnen.

Die Belastung ward nur bis 30 Tonnen auf die Mitte fortgesetzt und gab die Senkungen 0 bei 4 Tonnen, $0,15''$ bei 10 Tonnen, $0,25''$ bei 16 Tonnen, $0,3''$ bei 20 Tonnen, $0,4''$ bei 26 Tonnen und $0,5''$ bei 30 Tonnen.

Durch dies Gewicht, das als Bruchbelastung schon einen Werth für $C^*)$ von $12\frac{1}{8}$ Tonnen geben würde, ist der Träger noch im Geringsten nicht geschwächt.

Im Allgemeinen scheint es daher wohl gerechtfertigt, wenn wir aus den hier mitgetheilten Versuchen (die noch dazu nicht erschöpfend genannt werden können) den Schluss ziehen, der von Fairbairns Folgerungen etwas abweicht: dass nämlich die Gitterbalken keineswegs als schwach anzusehen sind und dass der aprioristische Satz keineswegs durch sie Lügen gestraft wird: „die Gitterbalken sind als zweckmässig anzusehen, da sie eine beträchtliche Materialanhäufung in grosser Entfernung von der Neutralaxe ermöglichen.“

Das ist indessen von Fairbairns Angaben wohl festzuhalten, dass eine wirklich feste Verbindung zwischen dem oberen und unteren Theile des Trägers hergestellt werden muss, sobald man ein befriedigendes Resultat erzielen will; ein Umstand, der bei den ersten zwei Experimenten nicht berücksichtigt ist und somit das weit günstigere Ergebniss des dritten erklärlich macht.

Der Gebrauch des Eisens zur Construction feuerfester Gebäude insbesondere.

Es liegt auf der Hand, wie wichtig die Darstellung feuerfester Balkenlagen ist in Gebäuden aller Art, nicht bloss in Speichern, Fabriken, sondern in Oekonomiegebäuden, Lazarethen u. dgl. Namentlich aber gewinnt der hier angeregte Punkt dadurch an Bedeutung, dass feuerfeste Bauwerke auch eine grosse Widerstandsfähigkeit gegen Feuchtigkeit besitzen (wie sich z. B. bei Stallungen schon vielfach gezeigt hat), und dass sie demzufolge eine beträchtlich erhöhte Dauerhaftigkeit haben.

Daher trachtete man schon vor der erweiterten Benutzung des Schmiedeeisens danach, mit Hülfe von Gusseisen feuerfeste Gebäude, namentlich Niederlagen, zu errichten, und liessen sich auch die wichtigsten Anforderungen bereits mit Hülfe von jenem befriedigen. Fairbairn stellt dieselben in seinem 1844 verfassten Rapporte (den er zur Unterstützung der Ansicht abfasste, dass die Liverpools Magazine nach dem Brande feuerfest zu construiren seien) folgendermaassen zusammen:

$$*) \quad C = \frac{Wl}{Ad} \text{ würde hier werden } C = \frac{30 \cdot 12 \cdot 29}{28,7 \cdot 30}.$$

Erstens muss das ganze Gebäude aus unverbrennlichen Substanzen bestehen, also wesentlich aus Steinen, Ziegeln und Eisen. Die Decken stellt man am einfachsten durch flache Barnsteingewölbe her, die sich auf die unteren Rippen der Träger stützen; die Vertiefungen werden mit Cement oder Mörtel mit etwas Asche und Gips oder dergleichen ausgefüllt und dann mit Platten oder Ziegeln gedeckt. Mitunter ist es allerdings ausnahmsweise wünschenswerth, einen hölzernen Boden zu haben; dann legt man Lagerhölzer in die Ausfüllmasse und nagelt die Bohlen darauf, oder man wendet wohl noch zweckmässiger ein Pflaster aus Holzblöcken an. Das Dach ist von Eisen zu construiren.

Zweitens muss jede Oeffnung dicht verschliessbar sein. Daher muss jede derselben vollkommen zugänglich sein. Die Thüren und Fenster (erstere am besten aus doppeltem Eisenblech mit Luft dazwischen) müssen leicht zu hantiren sein und fest schliessen.

Drittens muss die Treppe gehörig gesichert sein; sie selbst muss unverbrennlich, der Treppenraum gut durch Mauern verwahrt sein, Wasserröhren, die von aussen her gefüllt werden können, müssen neben der Treppe bis oben ins Haus hinaufgehen. Die Wasserbehälter müssen in guter Ordnung gehalten werden.

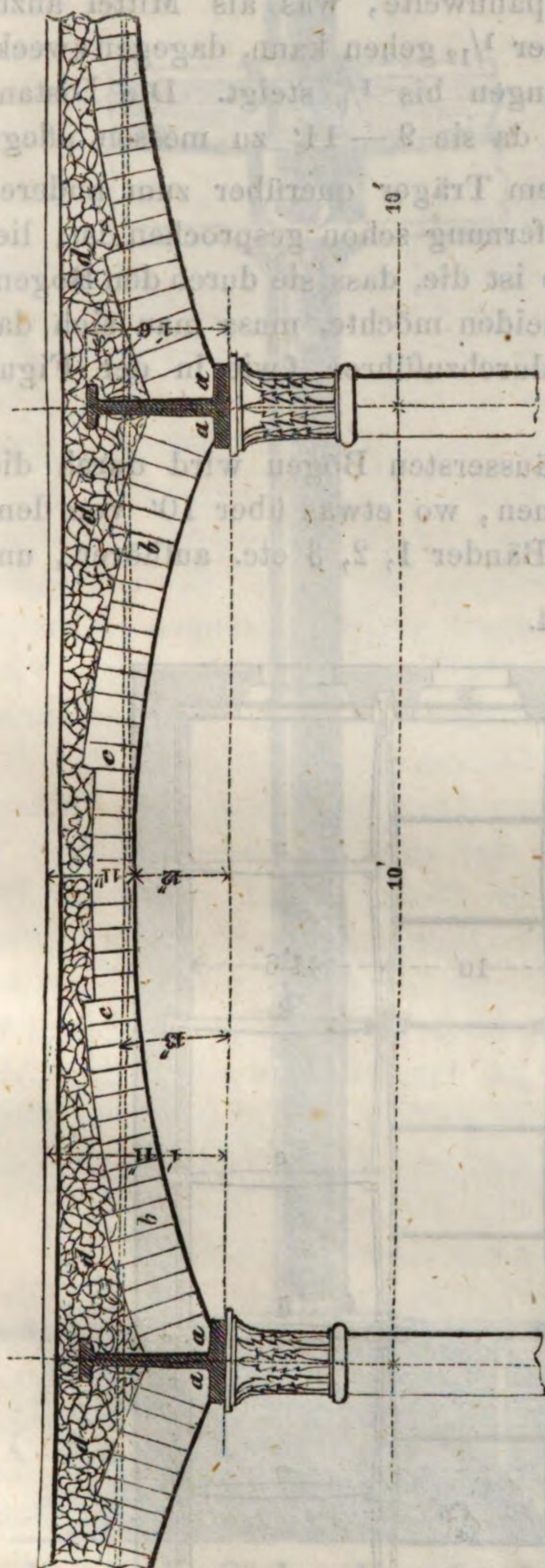
Viertens müssen zwischen den einzelnen Lagerräumen überall starke Scheidewände sein und dürfen diese nur die nöthigsten Oeffnungen und Durchlässe enthalten.

Endlich müssen sämmtliche eiserne Säulen, Träger und die Barnsteinbögen stark genug sein, um nicht bloss einer ruhenden Belastung, sondern auch möglichen Stössen widerstehen zu können. Es hat sich durch die Versuche S. 19 gezeigt, dass ein fallender Körper einen Träger noch nicht zerbricht, wenn das Product der Fallgeschwindigkeit und des Gewichtes der Bruchbelastung gleich ist, und dass namentlich schon stark belastete Träger hierbei ein sehr günstiges Verhalten zeigen. Wenn man also die muthmaassliche Maximalhöhe, von welcher in einem Geschosse eine Last fallen kann, in Rechnung zieht, und multiplicirt die Fallgeschwindigkeit mit der Last eines der grössten dort aufgestellten Ballen, so bekommt man schon für die gewöhnlichen Fälle etwas überschüssige Sicherheit, wenn man dem Träger (und den Bögen, den Säulen) die Stärke giebt, welche der gefundenen Belastung eben noch widersteht.

Wäre z. B. jene Höhe 6', so ist die Fallgeschwindigkeit für einen Körper, für den sie beim ersten Fusse 8,05" engl. wäre, $\sqrt{6 \cdot 8,05} = 2,45 \times 8,05 = 19,7$. Wöge ein Ballen 20 Ctr., so gewährte ein Balken, der $19,7 \times 20 = 394$ Ctr. mit n facher Sicherheit trüge, gegen mögliche Stösse schon eine mehr als n fache. Für genauere Berechnungen (z. B. wenn man den Grad der Sicherheit kennen lernen will) sind für Gusseisen die S. 19 mitgetheilten Resultate ausreichend. — Zu berücksichtigen ist übrigens, dass in den unteren Stockwerken gewöhnlich schwerere Gegenstände niedergelegt werden, und möchte es sich deshalb empfehlen, die Con-

structionstheile der beiden unteren Geschosse im Verhältniss wie 4 : 3 stärker zu machen, als die der oberen. — Die Anzahl und Stärke der horizontalen schmiedeeisernen Zugstangen zwischen den Bogenstücken, die von einem Träger zum anderen gehen, muss natürlich je nach der zu tragenden Last wechseln; während Baumwollniederlagen auf 3' fünf von $\frac{3}{4}$ " Durchmesser bei rundem Querschnitt, höchstens von $\frac{3}{4}$ " quadrati-

Fig. 33.



ischem Querschnitt haben, sind bei Metallniederlagen auf dieselbe Länge mindestens sieben von $1\frac{1}{4}$ " Durchmesser erforderlich. Dieser Theil der Construction ist daher je nach speciellen Daten des einzelnen Falles zu berechnen. — Ueber die Bögen wird alsbald ausführlich geredet werden, und was die gusseisernen Säulen anlangt, so sind die Versuche Hodgkinson's vollkommen maassgebend. Nach ihnen erweist sich auch die Methode als richtig, die Enden von Säulen flach und unbeweglich zu construiren *).

Im Uebrigen möchten noch folgende mehr ins Detail eingreifende Bemerkungen von Nutzen sein.

Von den Bögen aus Barnsteinen giebt Fig. 33 einen Querschnitt mit Eintragung der hauptsächlichsten Maasse **).

Die Gewölbstärke kann man nach der Mitte zu abnehmen lassen; hier ist sie vom Kämpfer *a* bis zum

*) Bekanntlich sind Säulen mit abgerundeten Enden nur etwa $\frac{1}{3}$, solche mit einem abgerundeten und einem flachen Ende nur etwa $\frac{2}{3}$ so stark, als eine, deren beide Enden flach sind. — Die wissenschaftlichen Gründe dafür giebt u. A. die „Theorie der Festigkeit gegen das Zerknicken“ von Scheffler.

**) Die Zeichnung gilt für Decken ohne grosse überliegende Belastung; in Magazinen, in denen Metall etc. deponirt wird, sind etwas stärkere Bögen mit grösserer Pfeilhöhe anzurathen.

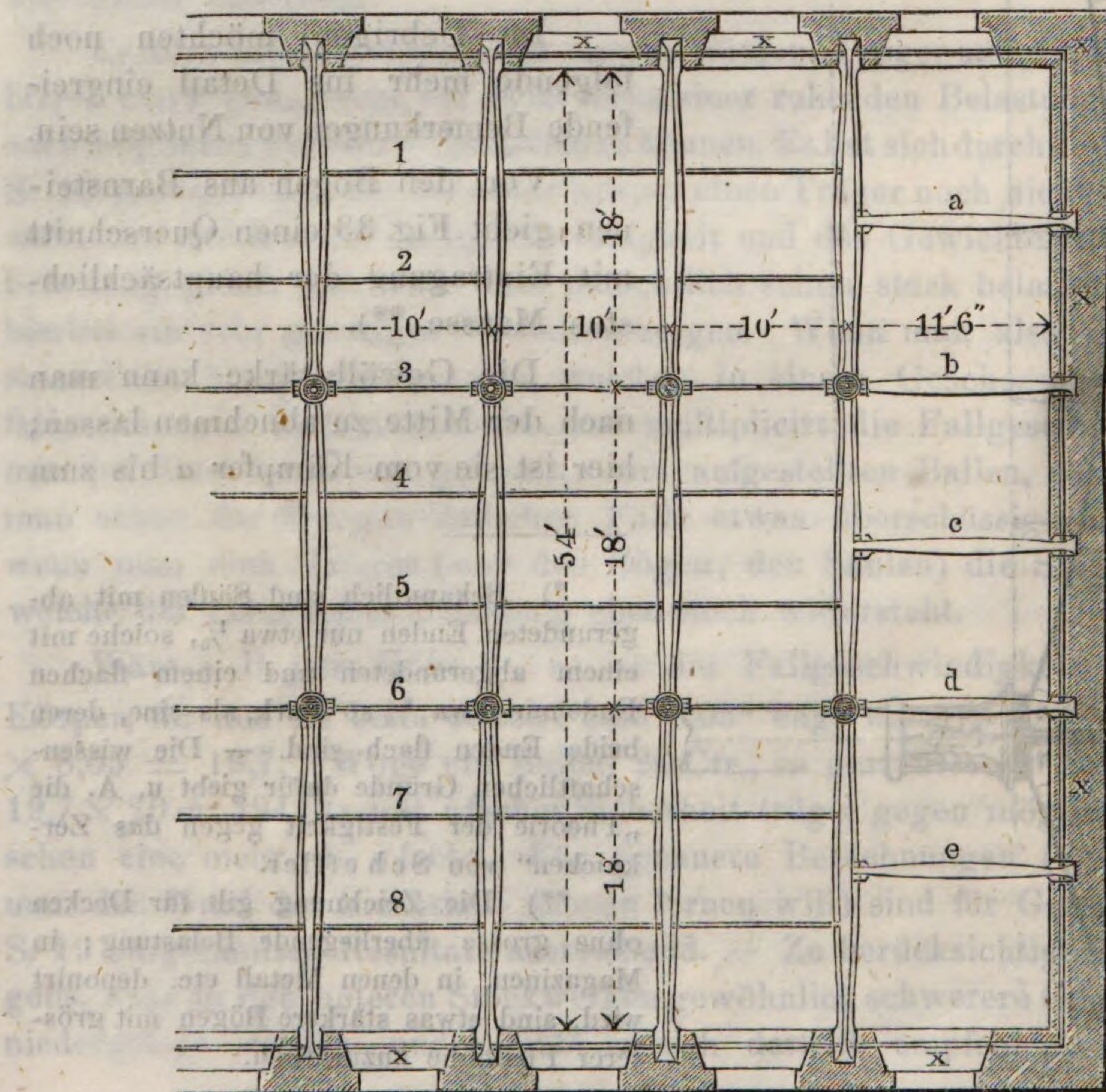
Schlusssteine allmählig auf die Hälfte reducirt (von 9" engl. auf $4\frac{1}{2}$ "). Der Theil $b c$ hat eine Stärke von 7". Die Kämpfer $a a$ sind eigens geformt; auch ist es vielleicht (und namentlich bei Zunahme der Gewölbstärke nach den Kämpfern zu) nicht unzweckmässig, durchweg Formsteine zu nehmen, deren Fugen radial sind. Auch Hohlziegel empfehlen sich durch ihre grosse Leichtigkeit und haben noch den Nebenvortheil, dass die von ihnen eingeschlossene Luft ein schlechter Wärmeleiter ist.

Die Pfeilhöhe ist hier $\frac{1}{10}$ der Spannweite, was als Mittel anzunehmen ist, indem man nicht wohl unter $\frac{1}{12}$ gehen kann, dagegen zweckmässiger Weise bei schweren Belastungen bis $\frac{1}{8}$ steigt. Die Distanz der Träger ist hier auch eine mittlere, da sie 9 — 11' zu messen pflegt.

Die Zugstangen, welche von einem Träger querüber zum anderen gehen, und über deren Stärke und Entfernung schon gesprochen ist, liegen am besten tief; ihre richtige Lage ist die, dass sie durch den Bogenanfang gehen. Da, wo man dies vermeiden möchte, muss man sich damit behelfen, sie durch den Bogen hindurchzuführen (wie in der Figur angedeutet).

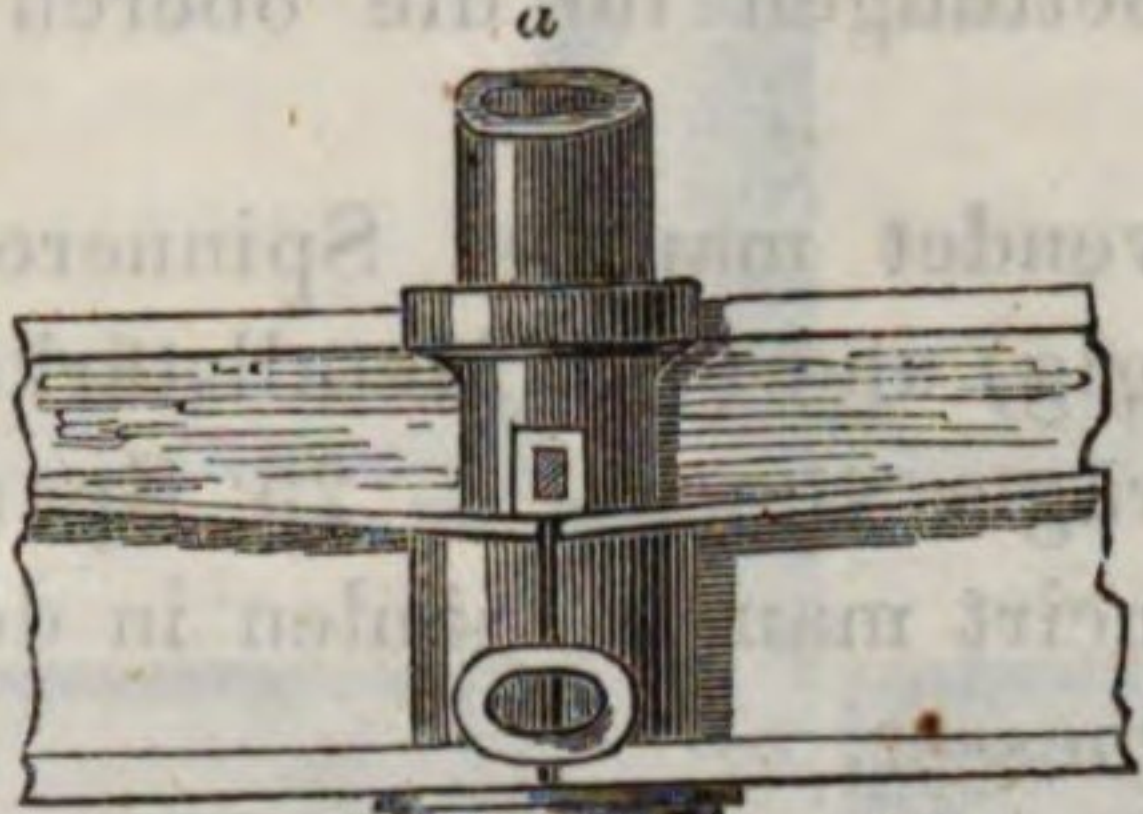
Ein starkes Widerlager für die äussersten Bögen wird durch die Fig. 34 gegebene Einrichtung gewonnen, wo etwas über 10' von dem Giebelende eines Fabrikgebäudes die Bänder 1, 2, 3 etc. aufhören, um

Fig. 34.



einer Reihe kurzer Träger, *a, b, c, d, e*, Platz zu machen, deren Bögen rechtwinkelig auf den übrigen stehen. Die Bänder *xx* sind klammerartig durch die Enden der Träger gesteckt, in ähnlicher Weise, als dies Fig. 35 für die Bänder durch die Mitte der Balken angiebt, wo *a* und *b* die beiden Enden der Bänder sind. Sie bilden ein zusammenhängendes und in die Mauer fest eingefügtes Ganzes.

Fig. 37.



Die Befestigung der Säulenköpfe unter einander ist ähnlich, nur ist das Schloss nicht (wie in Figur 35) horizontal, sondern vertical gestellt, wie e f, Fig. 36 zeigt. Die Träger treten mit halbmondförmigen

Fig. 35.

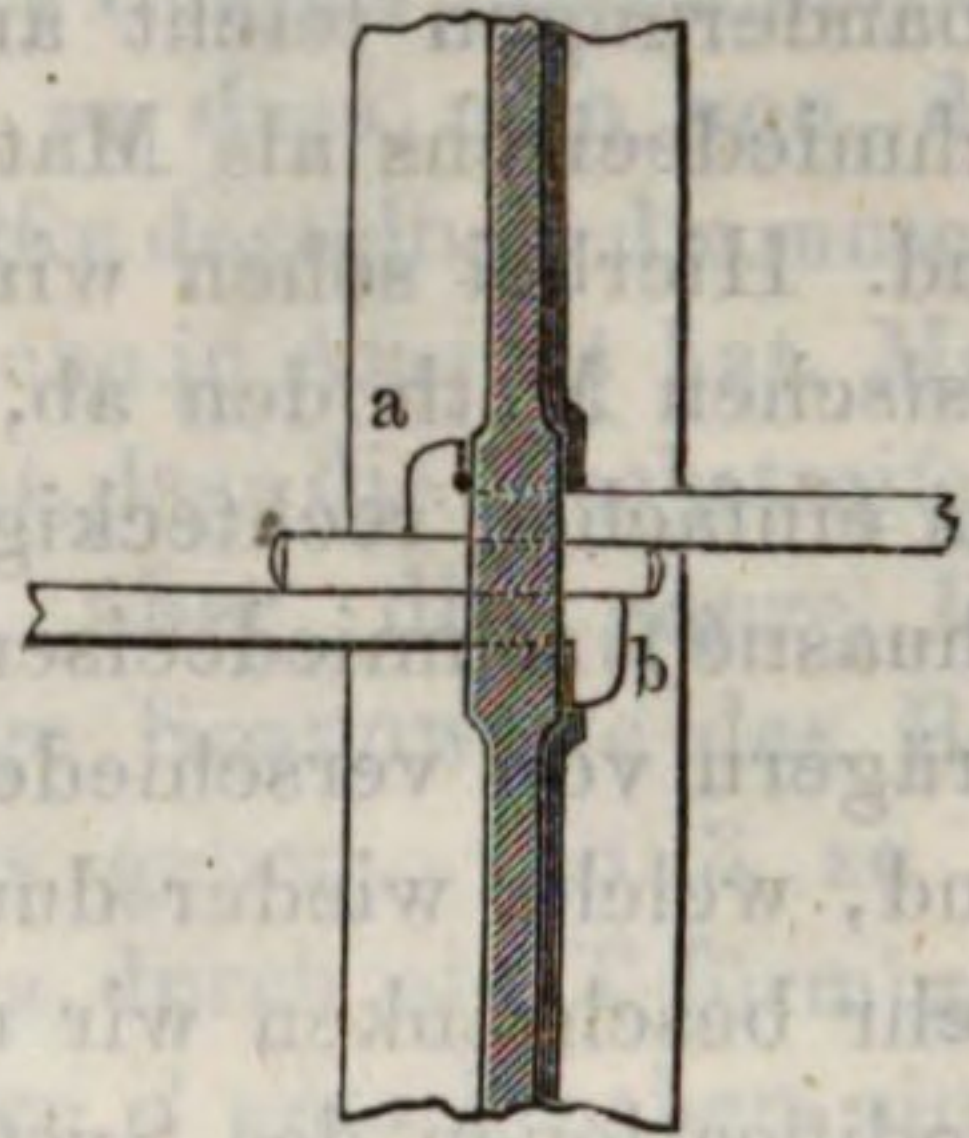


Fig. 36.



Enden um die Säule und werden durch schmiedeeiserne Bügel zusammengehalten, welche mit Schraubenbolzen und Muttern befestigt sind. In derselben Figur, sowie bei Fig. 37, zeigt *a* die Einfügung der oberen Säulen

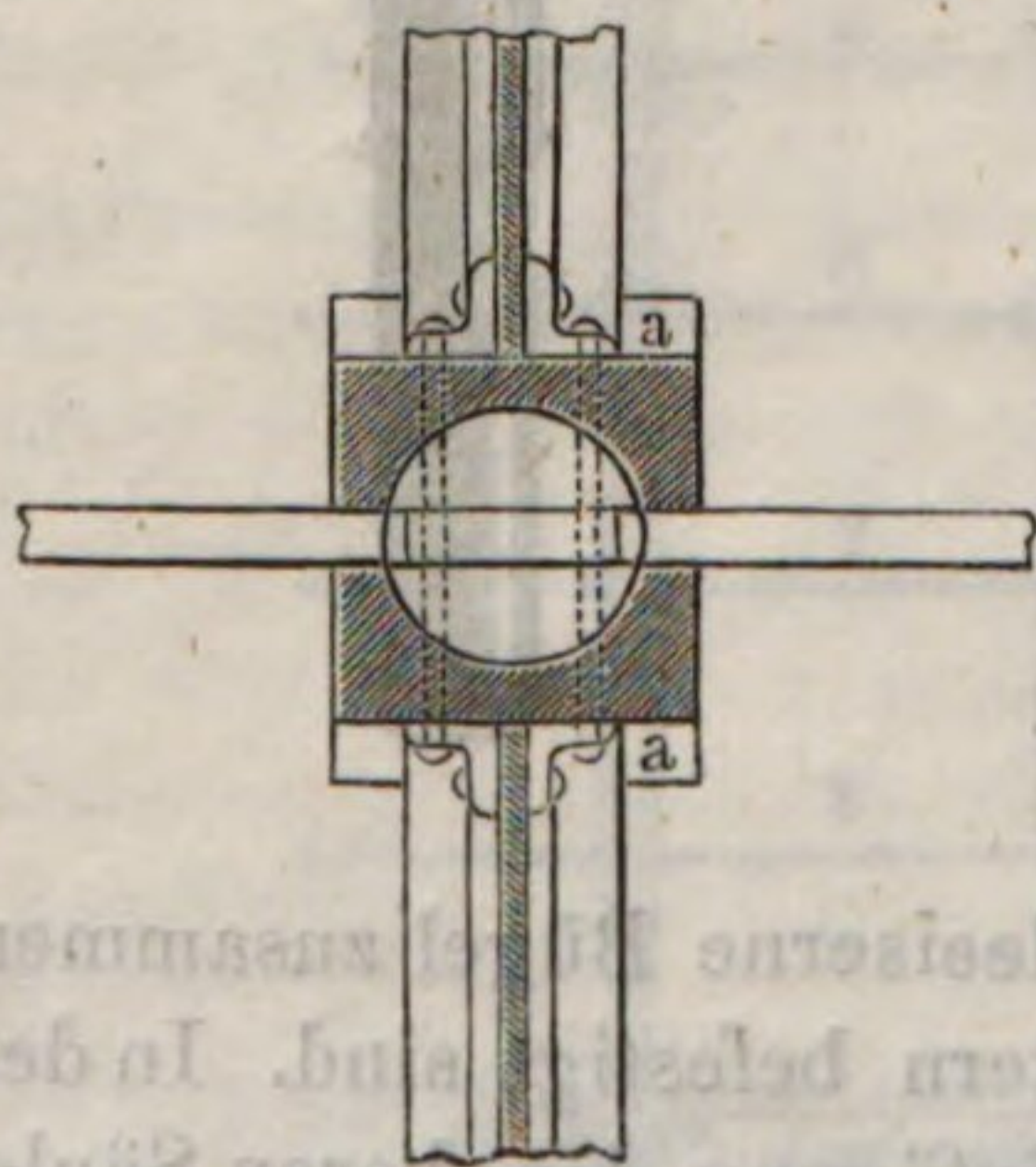
in die Bettungen, die zu diesem Behufe am oberen Ende der unteren Säulen angebracht sind. Die Figur 37 zeigt eine vollständige Säule, deren Grundplatte von 2' bis 2' 6" Quadrat wechselt, und mit einem Kreuze (bei *b*) in die (hier offen gelegte) Höhlung der Säule hineinragt. Das untere Ende der Säule und die Platte, die es aufnimmt, sollten übrigens stets gedreht sein, da sonst keine verticale Stellung der Säule zu ermöglichen ist; dasselbe gilt von den Bettungen für die oberen Säulen und ihr unteres Ende.

Was die Dimensionen anlangt, so wendet man bei Spinnereien selten mehr als 8" Durchmesser (durchgängig) und $1\frac{3}{8}$ " Metallstärke unten, $\frac{5}{8}$ " oben an; diese Grössen gelten für Träger von 24 — 25' Spannweite, und wo die letztere nur 18' beträgt, reducirt man die Säulen in derselben Stärke des Eisens auf $6\frac{1}{2}$ — 7" Durchmesser. —

An diese kurze Darstellung der Methode, mit Hülfe von Gusseisen, Ziegelsteinen u. s. w. feuerfeste Speicher herzustellen, lassen sich nun die Abänderungen leicht anknüpfen, welche in Folge der Einführung des Schmiedeeisens als Material zu Trägern in dem Verfahren herbeigeführt sind. Hierbei sehen wir jedoch von den bereits allgemein bekannten französischen Methoden ab, ganz eiserne Balkenlagen zu construiren, theils aus einfachen rechteckigen (Système Vaux), theils aus gerippten (Système Thuasné) schmiedeeisernen, in Entfernungen von $\frac{1}{2}$ — 1 Meter gelegten Trägern von verschiedener Stärke, die durch quere Zugstangen verbunden sind, welche wieder durch Längsstangen in Zusammenhang stehen. Vielmehr beschränken wir uns auf die durch Schmiedeeisen herbeigeführten Modificationen des Systems gewölbter Decken.

Was zunächst die Säulen mit ihren Grundplatten u. s. w. anlangt, so bleiben sie im Ganzen unverändert; der einzige Unterschied liegt in der Befestigung der Trägerenden mit den Säulen und Zugstangen. Die letzteren sind nicht mehr rund oder quadratisch, sondern flach und werden an das obere Blech des Trägers mit Nieten befestigt. Auch die in den Mauern liegenden werden an die Trägerenden vernietet. Uebrigens ist die Vertheilung ganz so, wie sie Fig. 34 dargestellt wurde. Das Aufliegen der Trägerenden auf den Säulen, wo sie ebenfalls mittelst Niete

Fig. 38.

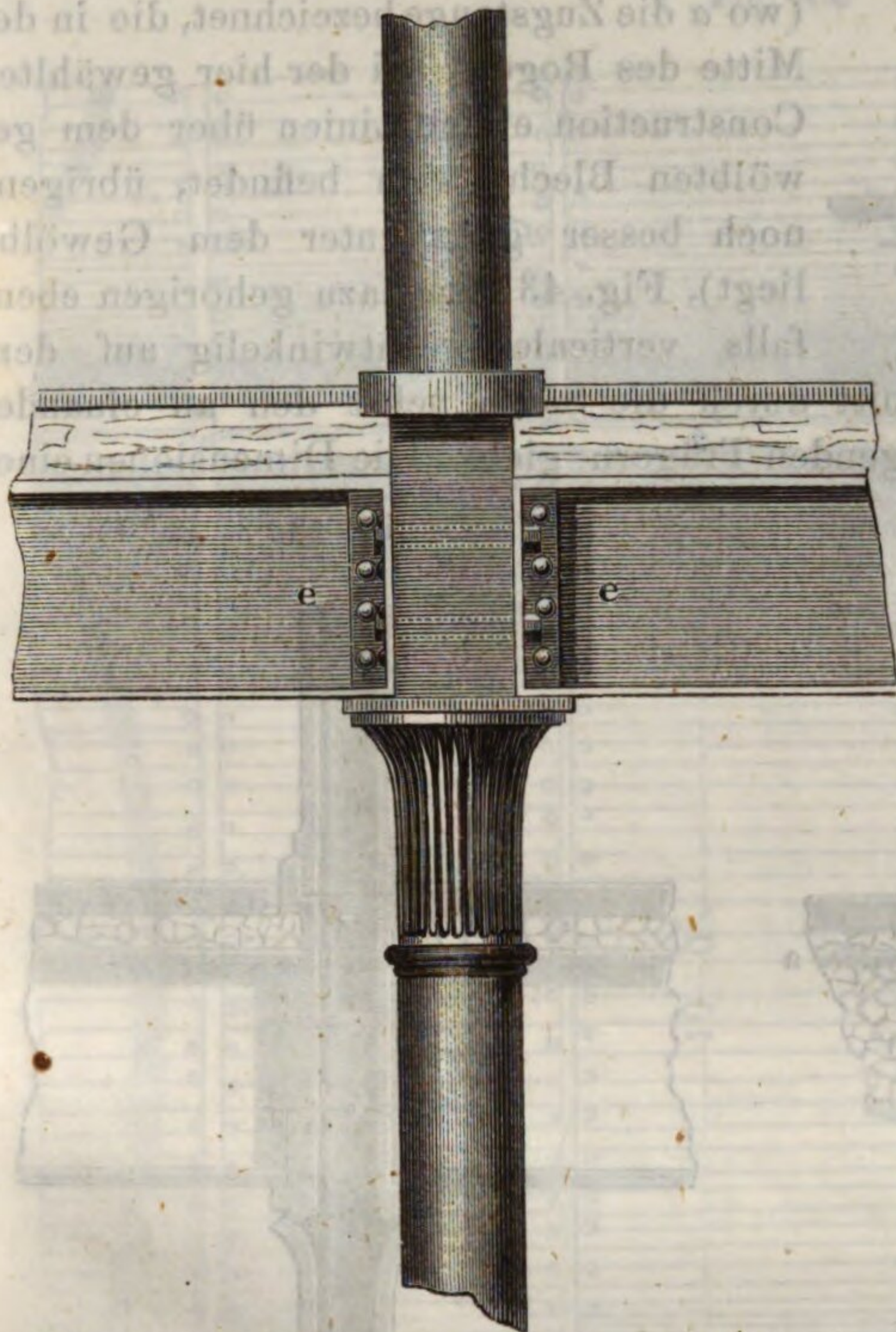


durch den Säulenkopf mit einander verbunden werden, zeigt Fig. 38 im horizontalen und Fig. 39 im verticalen Durchschnitte.

Es ist bei den Folgerungen aus den Versuchen bemerkt und ausserdem durch Erfahrungen (z. B. in Wolverhampton beim Salt'schen Etablissement unweit Saltaire, bei der Brücke über den Air ebendasselbst) festgestellt, dass schmiedeeiserne Träger von nicht mehr als $\frac{1}{3}$ Stärke der gusseisernen bei gleicher Spannweite noch eine vollkommen sichere Stütze für Barnsteingewölbe abgeben und die

früher gehegten Befürchtungen in Bezug auf die Biegsamkeit des Schmiedeeisens sind damit wohl erledigt. Will man jedoch (z. B. bei viel-

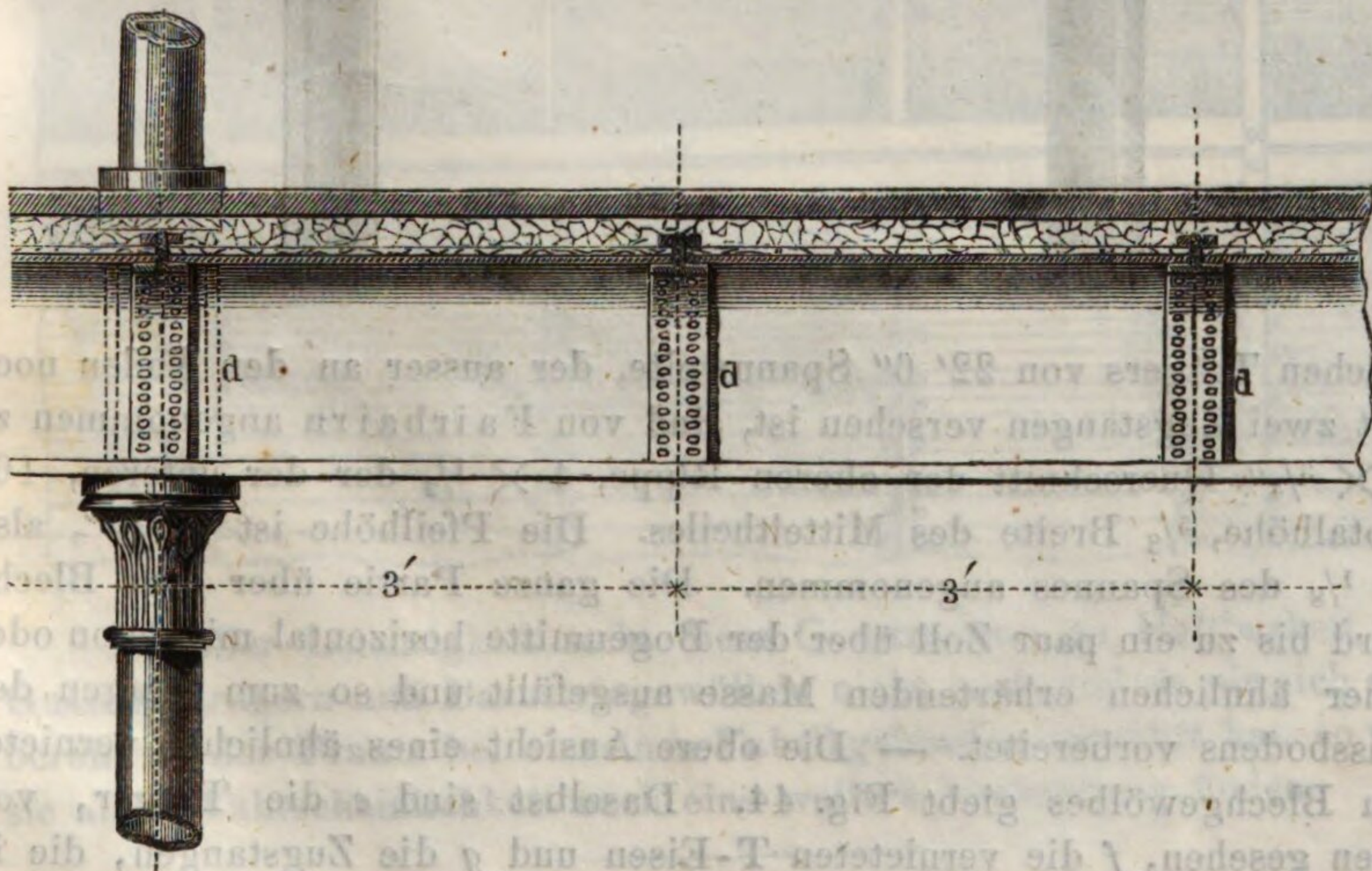
Fig. 39.



stöckigen Lagerhäusern) eine noch grössere Sicherheit, so kann man dieselbe durch eine leichtere Construction der Gewölbe erzielen, und zwar nicht nur mit Hülfe der Hohlziegel, sondern namentlich auch mittelst Darstellung derselben aus Eisenblech.

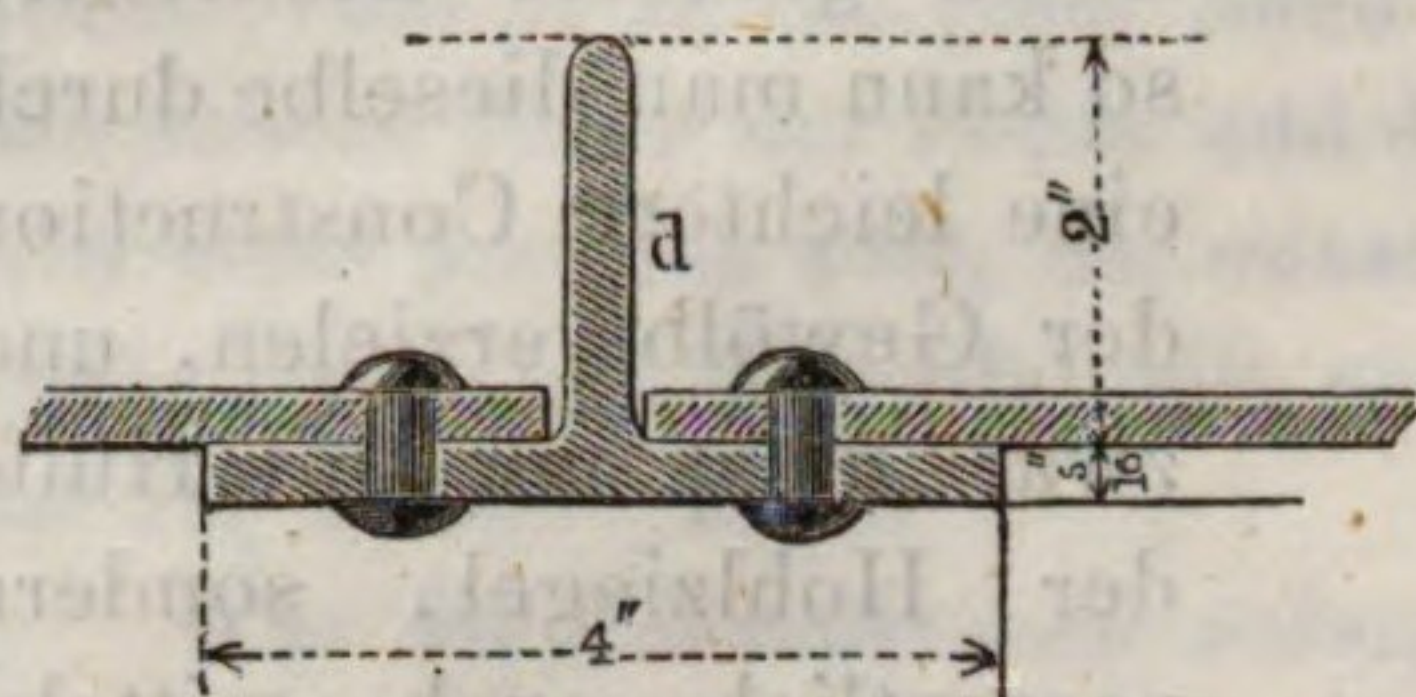
Dieselbe wird im Wesentlichen durch Fig. 40 dargestellt, wo die Mitte eines Bogens durchschnitten ist, so dass man von der Hälfte desselben die untere Fläche in Ansicht hat. Man sieht, dass die Blechstreifen, die über die ganze 10' lange Spannweite des Bogens gehen, von 3 zu 3' etwa durch ein T-förmiges Eisen *d* unterbrochen sind, das dem Gewölbe seine

Fig. 40.



Hauptstärke verleiht. Die Details eines solchen T-Eisens im Querschnitte giebt Fig. 41 nebst den Maassen, während Fig. 42 einen verticalen

Fig. 41.



Den Durchschnitte durch den Bogenanfang (wo *a* die Zugstange bezeichnet, die in der Mitte des Bogens bei der hier gewählten Construction einige Linien über dem gewölbten Bleche sich befindet, übrigens noch besser ganz unter dem Gewölbe liegt), Fig. 43 den dazu gehörigen ebenfalls verticalen rechtwinkelig auf dem

vorigen stehenden Durchschnitte durch die Säule nebst den an einander genieteten auf den Säulen liegenden Trägern giebt. Die Dimensionen eines

Fig. 42.

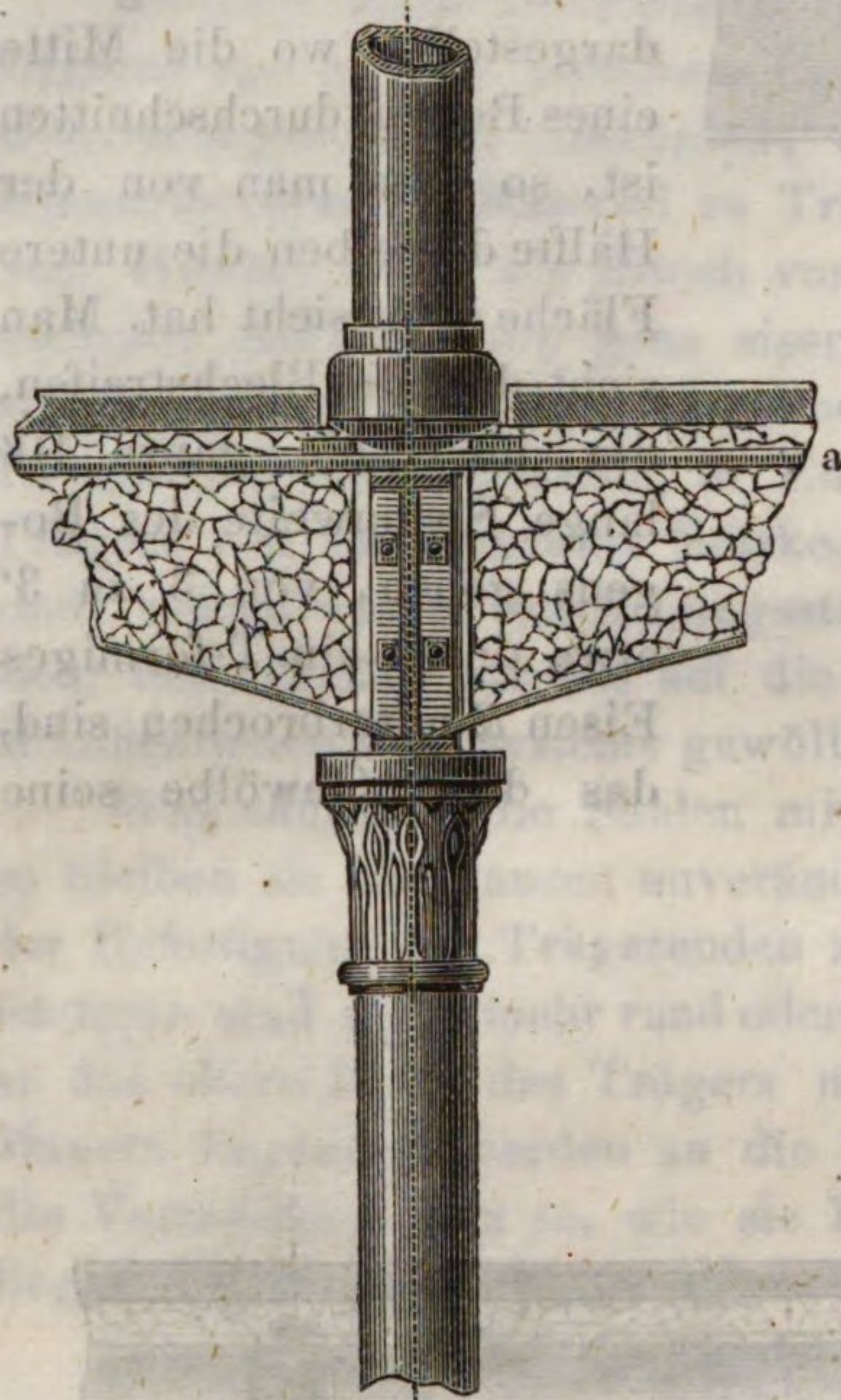
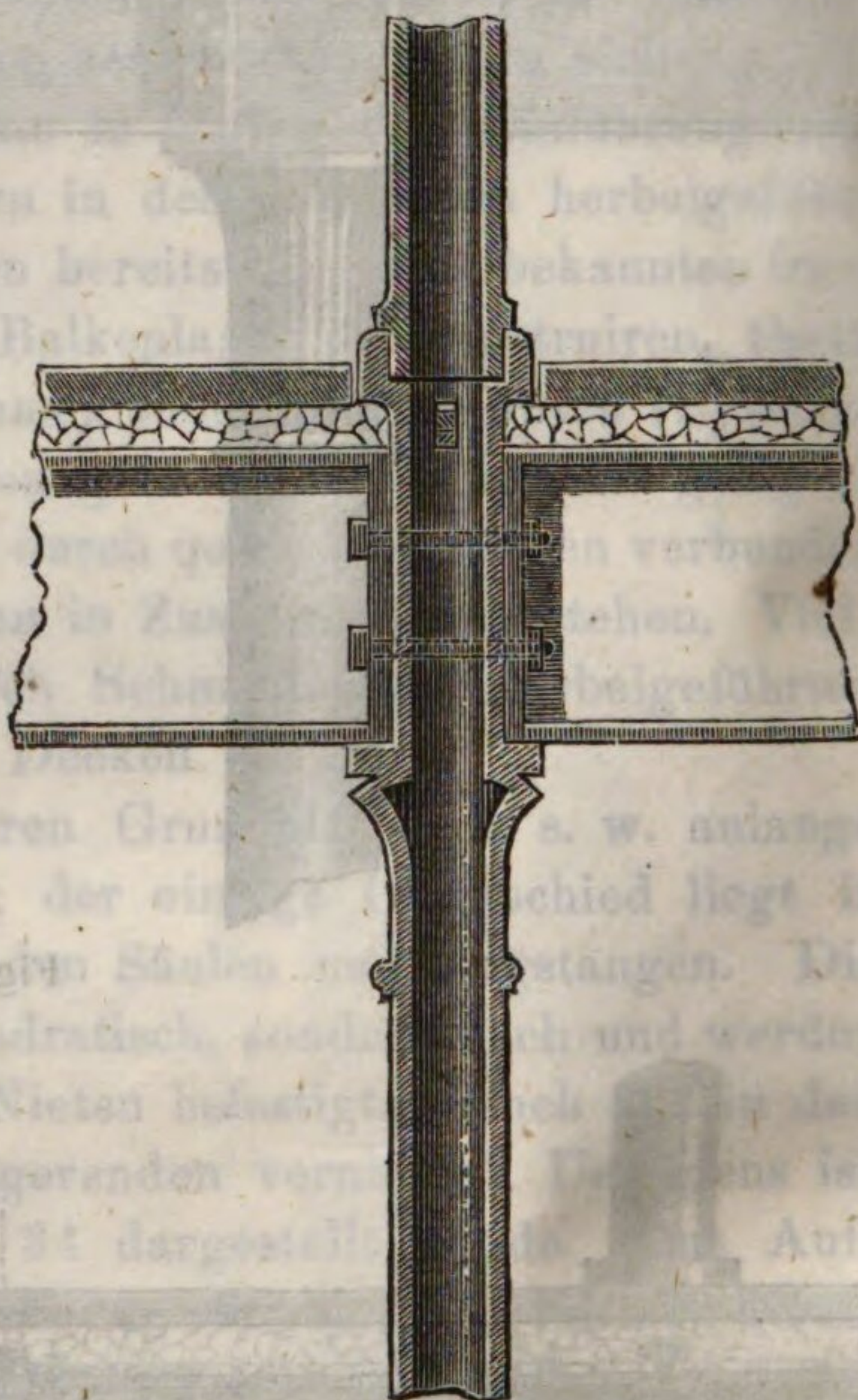


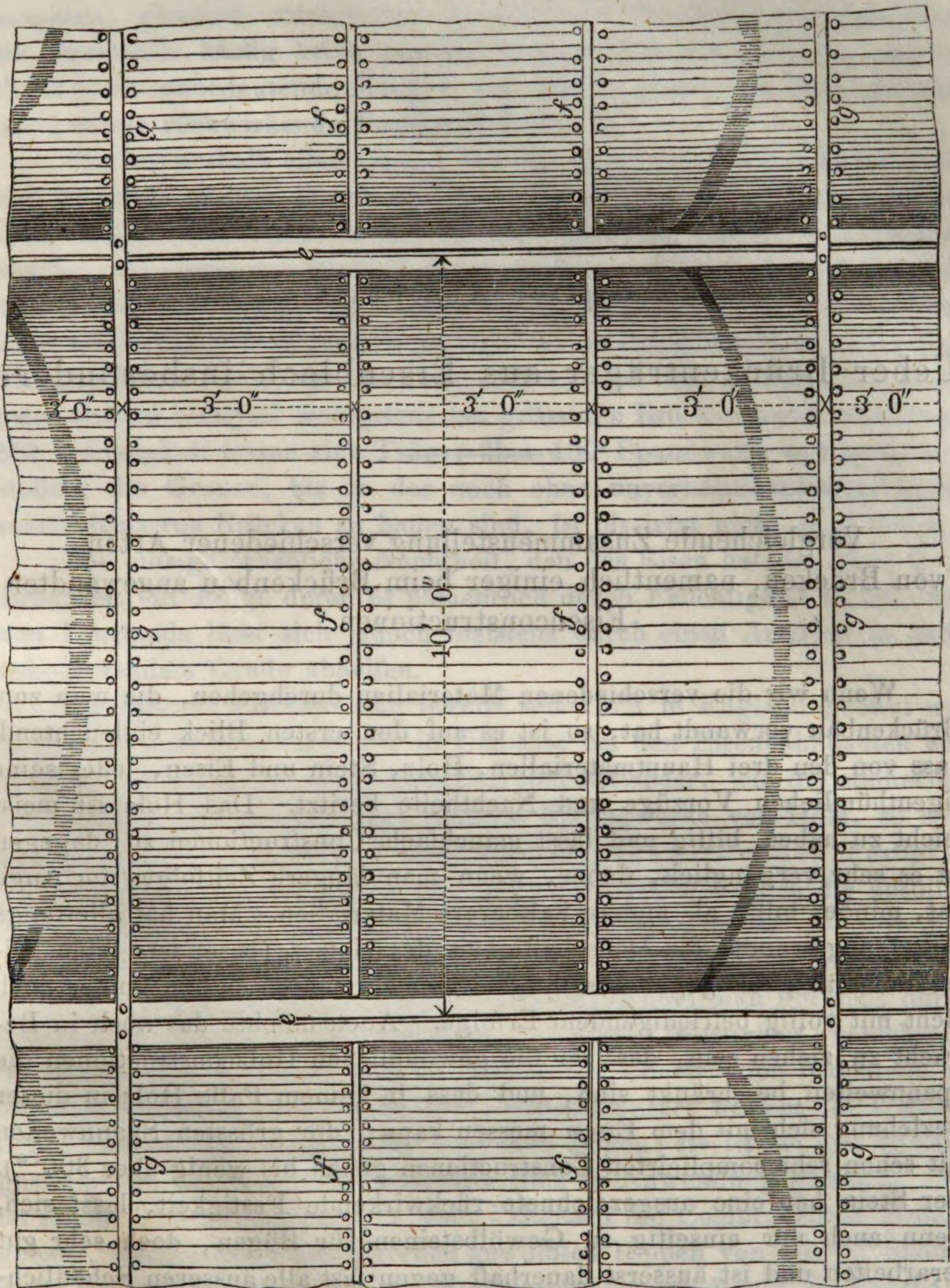
Fig. 43.



solchen Trägers von 22' 6" Spannweite, der ausser an den Enden noch mit zwei Zugstangen versehen ist, sind von Fairbairn angenommen zu $4 \times \frac{3}{4}$ " Querschnitt der oberen Rippe, $4 \times \frac{1}{2}$ der der unteren, 16" Totalhöhe, $\frac{5}{8}$ Breite des Mitteltheiles. Die Pfeilhöhe ist zu 15", also zu $\frac{1}{8}$ des Spannes angenommen. Die ganze Partie über dem Bleche wird bis zu ein paar Zoll über der Bogenmitte horizontal mit Béton oder einer ähnlichen erhärtenden Masse ausgefüllt und so zum Tragen des Fussbodens vorbereitet. — Die obere Ansicht eines ähnlichen vernieteten Blechgewölbes giebt Fig. 44. Dasselbst sind *e* die Träger, von oben gesehen, *f* die vernieteten T-Eisen und *g* die Zugstangen, die in

solchen Entfernungen angebracht sind, dass sie jedesmal die dritte Fuge in der Ansicht verdecken. Ihre Enden, gleich denen der Balken, sind ähnlich wie bei Fig. 34 durch eingemauerte Stangen verbunden.

Fig. 44.



Bei aller Leichtigkeit steht diese Construction an Haltbarkeit den Gusseisenträgern und Barnsteingewölben nicht nach, und da sie sich auch bereits in der Praxis bei einzelnen Fabrikgebäuden bewährt hat, so wird sie aller Wahrscheinlichkeit nach eine weitere Verbreitung finden.

solchen Forderungen angesetzt sind, dass sie jedesmal die dritte Fuge in der Ansicht verdecken. Ihre Enden, gleich denen der Balken, sind ähnlich wie bei Fig. 34 durch eingemauerte Stangen verbunden.

Fig. 41.

Dritter Abschnitt.

Ueber Brückenträger aus Eisenblech insbesondere.

Vergleichende Zusammenstellung verschiedener Arten von Brücken, namentlich einiger beim Brückenbau angewandter Eisenconstructionen.

Wenn wir die verschiedenen Materialien durchgehen, die man zum Brückenbau verwandt hat, so ist es auf den ersten Blick einleuchtend, dass von den drei Hauptmaterialien, Holz, Stein und Eisen, jedes seine eigenthümlichen Vorzüge und Nachtheile besitzt. Das Holz ist meist leicht zu haben, billig und lässt manchfache Constructionen zu; dagegen ist es sehr vergänglich, daher, wenn man längere Zeitfolgen im Auge hat, minder billig als andere haltbarere Materialien. Man hat allerdings Mittel angewandt, die Dauerhaftigkeit des Holzes (besonders seine Widerstandsfähigkeit gegen Feuchtigkeit) zu vermehren, allein immer noch nicht mit völlig befriedigendem Erfolge. Auch möchte das noch in Betracht zu ziehen sein, dass für die gewöhnlichen Holzconstructionen die Spannweiten beschränkt sind, und dass in keinem Falle Holz in dieser Beziehung sich mit dem Eisen messen kann; die grössten Spannweiten mit schon sehr complicirten Constructionen gehen bis wenig über 300' *). Der Stein hat eine ausgezeichnete rückwirkende Festigkeit, lässt sich, wenn auch nur einseitig zu Gewölbsteinen für Bögen, doch sehr gut verarbeiten und ist äusserst dauerhaft gegen fast alle äusseren Schädlichkeiten. Jedoch ist er an manchen Orten nur mit grossen Kosten zu haben, erfordert überhaupt bei grösseren Brücken kostspielige Bauten

*) Die Skuyllhill-Brücke hat einen Bogen von 325'. Die Hauptträger sind Bohlenbögen von 20' Pfeilhöhe. Die Cascade-Brücke der Newyork-Erie-Bahn, von Brown, hat 300' Spannweite.

wegen der grossen Schwere, die man den Widerlagern geben muss, und lässt noch weniger grosse Spannweiten zu, als das Holz — es giebt keine Steinbrücke über 250'. Die Ziegelsteine als Substitut für Steine sind zu Brückenbögen, sobald irgend namhafte Spannweiten vorkommen, gänzlich unbrauchbar wegen ihrer Kleinheit, vermöge deren sie einestheils häufig keine genügende Gewölbstärke zulassen, anderntheils nicht unbedeutende Mengen von Mörtel nöthig machen, der eine nur geringe rückwirkende Festigkeit besitzt*).

Man hat deshalb allen Grund, auf das Eisen als Material zu Brückenträgern einen grossen Werth zu legen. Schon das Gusseisen ist mit Vortheil für dieselben Spannweiten, die beim Stein als Maximum angegeben wurden, bei geringeren Pfeilhöhen verwendbar und hat noch den Vortheil, dass schiefe Brücken fast ebenso leicht als gerade damit herzustellen sind; allein das Schmiedeeisen übertrifft es an Brauchbarkeit zu Brückenconstructionen noch um ein Bedeutendes, und hat deshalb mit Recht jedes andere Material wenigstens bei grösseren Brückenbauten verdrängt. Mit Leichtigkeit lassen sich Träger über 400' Spannweite und mehr herstellen; die Grenze, bis zu der noch ohne unverhältnissmässige Opfer schmiedeeiserne Brücken zu bauen sind, ist bis jetzt nicht zu ersehen.

Der einzige erhebliche Nachtheil, den das Eisen hat, ist seine Oxydirbarkeit, in Folge deren es namentlich durch Feuchtigkeit leidet; diesem Umstande lässt sich jedoch meistens durch einen Anstrich in nicht unbedeutendem Grade abhelfen.

Gusseiserne Brücken sind bereits seit 1773 in England gebaut und in neuerer Zeit sind dieselben in Unmasse bei den Eisenbahnbauten entstanden; diese gusseisernen Brücken sind entweder, wie die steinernen Bögen, die Bohlenbögen und manche Sprengwerke von Holz, so construirt, dass das Gusseisen vermöge seiner rückwirkenden Festigkeit allein oder doch (wenn wegen sehr geringer Pfeilhöhe auch die absolute Festigkeit etwas mit beansprucht wird) hauptsächlich wirkt; — oder man lässt einen Theil des Eisens vermöge seiner rückwirkenden, einen Theil vermöge seiner absoluten Festigkeit wirken, wobei man übrigens durch Einführung des mit der dreifachen absoluten Festigkeit versehenen Schmiedeeisens in dem letzteren Theile der Construction bedeutend an Material sparen kann. Die erstere Constructionsart besteht im Wesentlichen stets in einem nach oben convexen Bogen; sie ist bei den ältesten gusseisernen Brückenbauten ausschliesslich in Anwendung gebracht. So ist schon 1775 von Thomas Farnold Pritchard die Coalbrookdale-Brücke gebaut, welche aus 5 gusseisernen gewölbten Rippen von $100\frac{1}{2}'$ Spannweite und 45' Pfeilhöhe besteht, über deren höchsten Punkt die Fahrbahn hinweggeht. Dazu kommen noch Stücke grösserer concentrischer Bögen, die aber nur von den Widerlagern bis an die Fahrbahn jederseits gehen, und mit den Hauptbögen durch radiale Streben verbunden sind. Die

*) Vergl. Seite 117 die Festigkeit von Barnsteinmauerwerk.

Bogenanfänge liegen horizontal auf und werden durch vertical stehende Eisenrähme in ihrer Lage erhalten, welche fest mit dem Mauerwerke verbunden sind und jeden seitlichen Stoss auf dasselbe fortpflanzen. — Eine zweite derartige Construction ist die von Burdon 1792 bis 1795 zu Sunderland ausgeführte; bei dieser besteht das Gewölbe aus 4 Rippen, die jede aus 105 Eisenblöcken besteht, welche sämmtlich in Form radial gefugter Gewölbsteine gegossen sind. Diagonale Stangen verbinden die Rippen, die Zwischenräume enthalten leichte Gusseisenbögen, und Holzwerk stützt über der Eisenconstruction die Fahrbahn. Der Spann ist $= 240'$, die Pfeilhöhe nur $= 30'$, der Bogenanfang liegt $= 70'$ über dem niedrigsten Wasserstande. — Die Construction ist sehr leicht, so dass man Bedenken gehabt hat, ob man sie nicht durch eine andere ersetzen müsse. Die Brücke enthält 214 Tonnen Gusseisen und 46 Tonnen Schmiedeeisen und soll 26000 Pfdstrl. gekostet haben. — Auch die Southwark-Brücke mit drei Bögen, deren äussere zwei $210'$ Spannweite und $18' 10''$ Pfeilhöhe und deren mittelster $240'$ Spannweite und $24'$ Pfeilhöhe hat, gehört hierher. Acht Rippen, durch quere und schräge Stangen verbunden, tragen die $42'$ breite Fahrbahn, die von einem Rahmwerke mit Gusseisenplatten gestützt wird. Aehnlich ist die Newa-Brücke mit 7 Bögen von 107 bis $156'$ Spannweite, deren äusserste Rippen $66'$ von einander abstehen. Die Totallänge ist $1078'$, das Gewicht des Gusseisens ohne Geländer etc. 6928 Tonnen, das des Schmiedeeisens 342 Tonnen*).

Zu der zweiten Constructionsart sind zunächst die für kleinere Spannweiten von $30'$ bis $40'$ anwendbaren horizontalen Träger aus Gusseisen zu rechnen, welche man häufig mit Schmiedeeisen armirt, über welche Art der Zusammenstellung der beiden Eisenarten bereits das Nöthige gesagt ist. Jedoch ist zu bemerken, dass es trotz aller der angeführten Bedenken Ingenieure giebt, welche solche armirte Träger bis zu $70'$ Spann für vollkommen sicher halten.

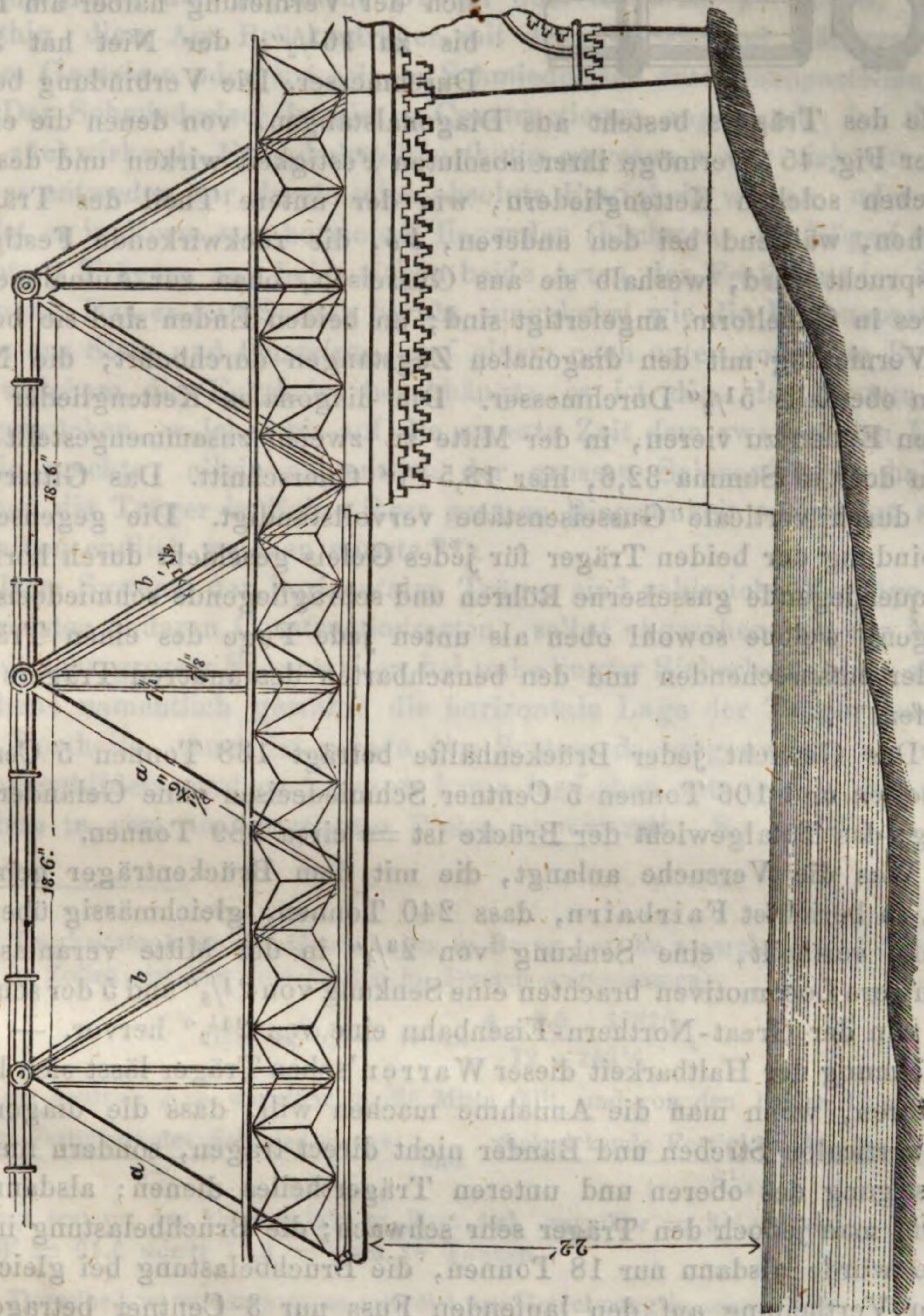
Ferner gehören zu dieser zweiten Art die Brücken, bei denen die Fahrbahn an stehenden (nach oben convexen) gusseisernen Bögen aufgehängt ist, und die man früher als die beste Art der eisernen Brücken überhaupt ansah. Bei solchen Brücken, die in gewisser Beziehung den Hängwerken analog sind, bestehen die eigentlichen Bögen, deren rückwirkende Festigkeit in Anspruch genommen wird, aus Gusseisen, die Hängsäulen und Zugstangen, bei denen die absolute Festigkeit zur Geltung kommt, aus Schmiedeeisen; letztere geben die directe Stütze der Fahrbahn ab.

Auch verdient wegen des grossen Anklangs, den diese Art der Construction gefunden hat, der Warren'sche Gitterträger hier Berücksichtigung, von welchem Fig. 45 eine Abbildung giebt, und der bei der Newark-Dyke-Brücke in Anwendung gekommen ist. Diese Brücke

*) Hierin ist die Drehbrücke am rechten Ufer zum Durchlassen von Schiffen eingeschlossen.

besteht aus zwei getrennten Theilen für zwei Geleise, jeder Theil hat zwei Warren'sche Träger von 240' 6" freier Spannweite und 17' Höhe; dieselben ruhen jederseits auf einem dreieckig geformten gusseisernen

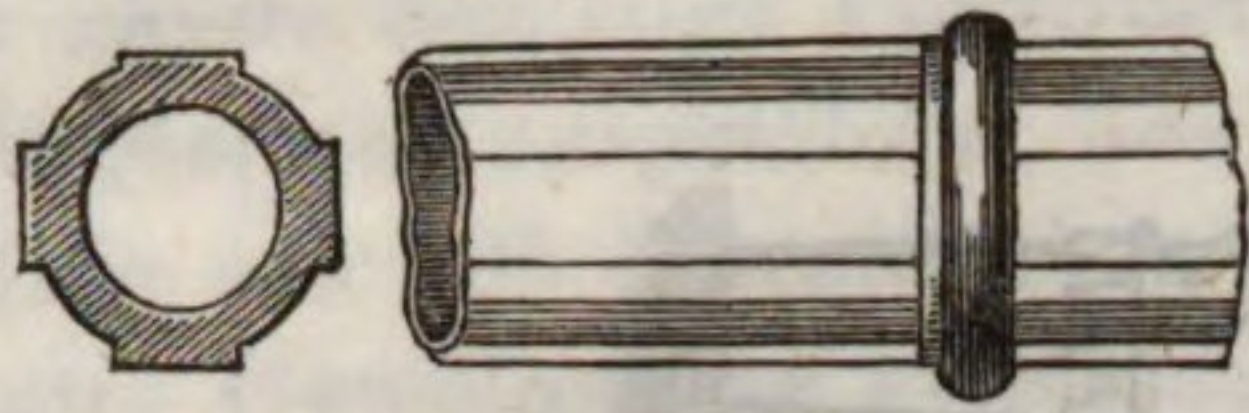
Fig. 45.



Rahmen, welcher wieder auf dem Pfeiler aufliegt. Der obere Theil jedes Trägers besteht aus einem gusseisernen Rohre, dessen Form Fig. 46 (a.f.S.) anschaulich macht, und dessen Durchmesser von $13\frac{1}{2}$ " an den Enden bis zu 18" in der Mitte (bei 3" Metallstärke) zunimmt. Der Querschnitt ist in der Mitte $= 142 \square$ ". Der untere Theil besteht aus einer schmiedeeisernen Kette, deren Glieder je 18' 6" lang und 9" breit sind. Solcher

Glieder liegen an den Enden 4, von 1" Dicke, in der Mitte 14, von $\frac{7}{8}$ " Dicke neben einander (in Summa $110 \square$ " Querschnitt); die da-

Fig. 46.



zwischen liegenden Theile haben eine mittlere Stärke. Jedes Glied erweitert sich der Vernietung halber am Ende bis zu $16\frac{1}{2}$ "; der Niet hat $5\frac{1}{2}$ " Durchmesser. Die Verbindung beider

Theile des Trägers besteht aus Diagonalstangen, von denen die einen, *aa* der Fig. 45, vermöge ihrer absoluten Festigkeit wirken und deshalb aus eben solchen Kettengliedern, wie der untere Theil des Trägers, bestehen, während bei den anderen, *bb*, die rückwirkende Festigkeit beansprucht wird, weshalb sie aus Gusseisen, oben zur Aufnahme des Rohres in Gabelform, angefertigt sind; an beiden Enden sind sie behufs der Vernietung mit den diagonalen Zugstangen durchbohrt; die Niete haben ebenfalls $5\frac{1}{2}$ " Durchmesser. Die diagonalen Kettenglieder sind an den Enden zu vieren, in der Mitte zu zweien zusammengestellt und haben dort in Summa $32,6$, hier $13,5 \square$ " Querschnitt. Das Gitterwerk wird durch verticale Gusseisenstäbe vervollständigt. Die gegenseitige Verbindung der beiden Träger für jedes Geleis geschieht durch horizontale querliegende gusseiserne Röhren und schrägliegende schmiedeeiserne Stangen, welche sowohl oben als unten jede Fuge des einen Trägers mit der entsprechenden und den benachbarten des anderen Trägers verknüpfen.

Das Gewicht jeder Brückenhälfte beträgt 138 Tonnen 5 Centner Gusseisen und 106 Tonnen 5 Centner Schmiedeeisen ohne Geländer und Belag; das Totalgewicht der Brücke ist = circa 589 Tonnen.

Was die Versuche anlangt, die mit dem Brückenträger gemacht sind, so berichtet Fairbairn, dass 240 Tonnen, gleichmässig über die Brücke vertheilt, eine Senkung von $2\frac{3}{4}$ " in der Mitte veranlassten; 2 schwere Locomotiven brachten eine Senkung von $2\frac{1}{8}$ " und 5 der schwersten von der Great-Northern-Eisenbahn eine von $2\frac{1}{2}$ " hervor. — Die Berechnung der Haltbarkeit dieser Warren'schen Träger lässt sich leicht ausführen, wenn man die Annahme machen will, dass die diagonalen und verticalen Streben und Bänder nicht direct tragen, sondern nur zur Befestigung des oberen und unteren Trägertheiles dienen; alsdann bekommt man jedoch den Träger sehr schwach; die Bruchbelastung in der Mitte würde alsdann nur 18 Tonnen, die Bruchbelastung bei gleichförmiger Vertheilung auf den laufenden Fuss nur 3 Centner betragen *).

*) Nach der Formel (Seite 4) $\frac{1}{2} w + W = \frac{4 f T}{h l}$, wo w das Eigengewicht,

W die Bruchbelastung auf der Mitte, $\frac{f}{h}$ den kleinsten der beiden Quotienten aus absoluter resp. rückwirkender Festigkeit der Materialien des unteren resp. oberen Theils dividirt durch den Abstand der untersten resp. obersten Schicht bezeichnet,

Daraus folgt, dass der Träger, auch wenn für die Tragkraft des Gitterwerkes (die hier wegen der Lockerheit desselben sehr gering ist) noch etwas hinzu gerechnet würde, doch immer noch sehr schwach ist — ein Resultat, mit dem auch das Ergebniss der Prüfung des Warren'schen Trägers durch den Ingenieur Blood übereinstimmt*). Es ist daher unnöthig, diese Art Brückenträger mit den überwiegend stärkeren aus reinem Gusseisen oder aus reinem Schmiedeeisen zusammenzustellen.

Das Schmiedeeisen ist nie zu Constructionen angewandt, bei denen seine rückwirkende Festigkeit allein thätig gewesen wäre; vielmehr lässt man es entweder nur durch seine absolute Festigkeit wirken, oder man wendet es in Form von horizontal liegenden (höchstens mit Bögen überspannten) Trägern an, bei welchen beide Arten der Festigkeit ins Spiel kommen. Das erstere System beruht, umgekehrt wie die Bogenconstructionen aus Stein und Gusseisen, auf einem nach unten convexen Bogen, von welchem die Fahrbahn herabhängt; es ist dies das System der Hängebrücken, welches bis auf die neueste Zeit dem zweiten den Rang streitig machte, allein namentlich der grossen Schwankungen halber, welchen die Träger in Folge ihrer grossen Biegsamkeit ausgesetzt sind, demselben endlich weichen musste**).

Dem Systeme der horizontalen Träger sind zahlreiche Vorzüge vor den meisten anderen Constructionsarten, selbst abgesehen von der Möglichkeit sehr grosser Spannweiten bei unbedingter Sicherheit, nicht abzupprechen; namentlich gewährt die horizontale Lage der Träger manchfache Vorthelle. Auch ist gerade dies System das gegenwärtig am meisten ausgebildete, und nachdem es kaum ins Leben getreten ist, hat man es schon in verschiedenartigster Weise angewandt. So zerfällt es zu-

T das Trägheitsmoment des Querschnitts in Bezug auf die neutrale Axe, l die freie Länge in Zollen, ist hier (die Lasten in Tonnen angenommen)

$$\frac{1}{2} \cdot 147\frac{1}{4} + W = \frac{4 \cdot 3,5 \cdot 17870}{12 \cdot 240\frac{1}{2}},$$

indem die neutrale Axe ungefähr in die Mitte fällt und von den beiden Quotienten absolute Festigkeit des Schmiedeeisens $8\frac{1}{2}$ und rückwirkende Festigkeit des Gusseisens $8\frac{1}{2}$

unbedingt ersterer der kleinere ist: er lässt sich ungefähr $= 3\frac{1}{2}$ setzen. — Dies giebt $W = 91,6$ minus $73,8 =$ etwa 18 Tonnen.

*) Derselbe kommt durch etwas complicirtere Berechnung in seinem 1850 an Fairbairn mitgetheilten Referate zu dem mit dem Obigen vollkommen übereinstimmenden Resultate, dass die schmiedeeiserne Kette sehr schwach ist. — Fairbairn hält auch die Verbindung des oberen und unteren Theils für nicht vollständig und sicher genug.

**) Die Hängebrücke (Drahtbrücke) über den Niagara ist allerdings unbiegsam genug construirt, um einen Eisenbahnzug bei gemässigter Geschwindigkeit tragen zu können. Allein im Allgemeinen ist der Satz vollständig anerkannt, dass die Hängebrücken beim Eisenbahnbau vollständig zu verwerfen sind.

nächst in das der Gitterträger und in das der Träger aus solidem Bleche, welche beide wieder als einfache oben und unten gerippte (mit Gurten versehene) Träger oder in Röhrenform angewandt werden können.

Das System der Gitterbalken ist amerikanischen Ursprungs und hat, wie bereits erwähnt wurde, in England wenig Anerkennung gefunden, so dass von dieser Seite her auch eben keine Erfahrungen über dasselbe mitgetheilt werden können*). Dagegen liegen äusserst reiche Erfahrungen über das System der Blechträger und Blechröhrenträger vor, welches unstreitig erst den Ausgangspunkt für die Ausbildung des Gitterträgersystems gegeben hat. Namentlich über die für sehr grosse Spannweiten berechneten Röhren- und Röhrenträgerbrücken breiten sich die folgenden Mittheilungen aus. Gerade über diesen Punkt aber sind die Erfahrungen englischer Ingenieure für uns um so wichtiger, als die für eben so grosse Weiten bestimmten Constructionen in Deutschland ziemlich allgemein mit Gitterbalken ausgeführt sind.

Röhrenbrücken und Röhrenträgerbrücken aus Blech.

Die Versuche über die transverselle Festigkeit von Röhren aus Eisenblech, welche der Errichtung der Conway- und Britannia-Brücke vorangingen, thaten zuvörderst dar, dass eine rechteckige hohle Röhre

*) Im Allgemeinen liesse sich vielleicht von den zwei Arten von Trägern sagen, dass allerdings bei den Blechträgern das ganze Material, die Wand eingeschlossen, mitträgt; dass dagegen beim Gitterträger zwar die Wand selbst so gut wie gar keine Tragfähigkeit besitzt, allein doch bei möglichster Ersparniss an Material die Gurten möglichst weit aus einander rückt und so dahin wirkt, jenen Nachtheil auszugleichen. Jedenfalls sind bei denselben Eisenstärken die Gitterbrücken biegsamer und dies veranlasst auch Fairbairn, es wenigstens in Frage zu stellen, ob sie den Blechbrücken an Haltbarkeit gleich sind. — Ein ganz neues Element führt übrigens der neulich in England mit zwei Schiffen gemachte Versuch in die Theorie der Brücken ein — ein Element, das übrigens weder in gegenwärtiger Schrift, noch überhaupt bis jetzt gehörig beleuchtet und gewürdigt werden konnte. Ein Ingenieur hatte die beiden Schiffe nach dem sogenannten Zellensysteme aus Blech hergestellt; bei dem einen gingen die Fugen horizontal und vertical, die Hauptfugen vertical, beim zweiten gingen sie sämmtlich diagonal. Beide Schiffe wurden in der Mitte gestützt und an den Enden belastet. Das letztere brach erst bei einer etwa doppelt so starken Belastung als das erstere auseinander. Dies Resultat spricht nicht, wie man zu glauben versucht sein könnte, für das System der Gitterbalken, wohl aber dafür, dass die diagonale Anordnung der (an Eisen bedeutend verstärkten) Fugen die Blechträger sehr erheblich verbessern wird. Für viele Fälle würde daher möglicher Weise sowohl die bisher übliche Construction der letzteren, als das System der Gitterbalken durch die Blechträger mit diagonalen Fugen verdrängt werden.

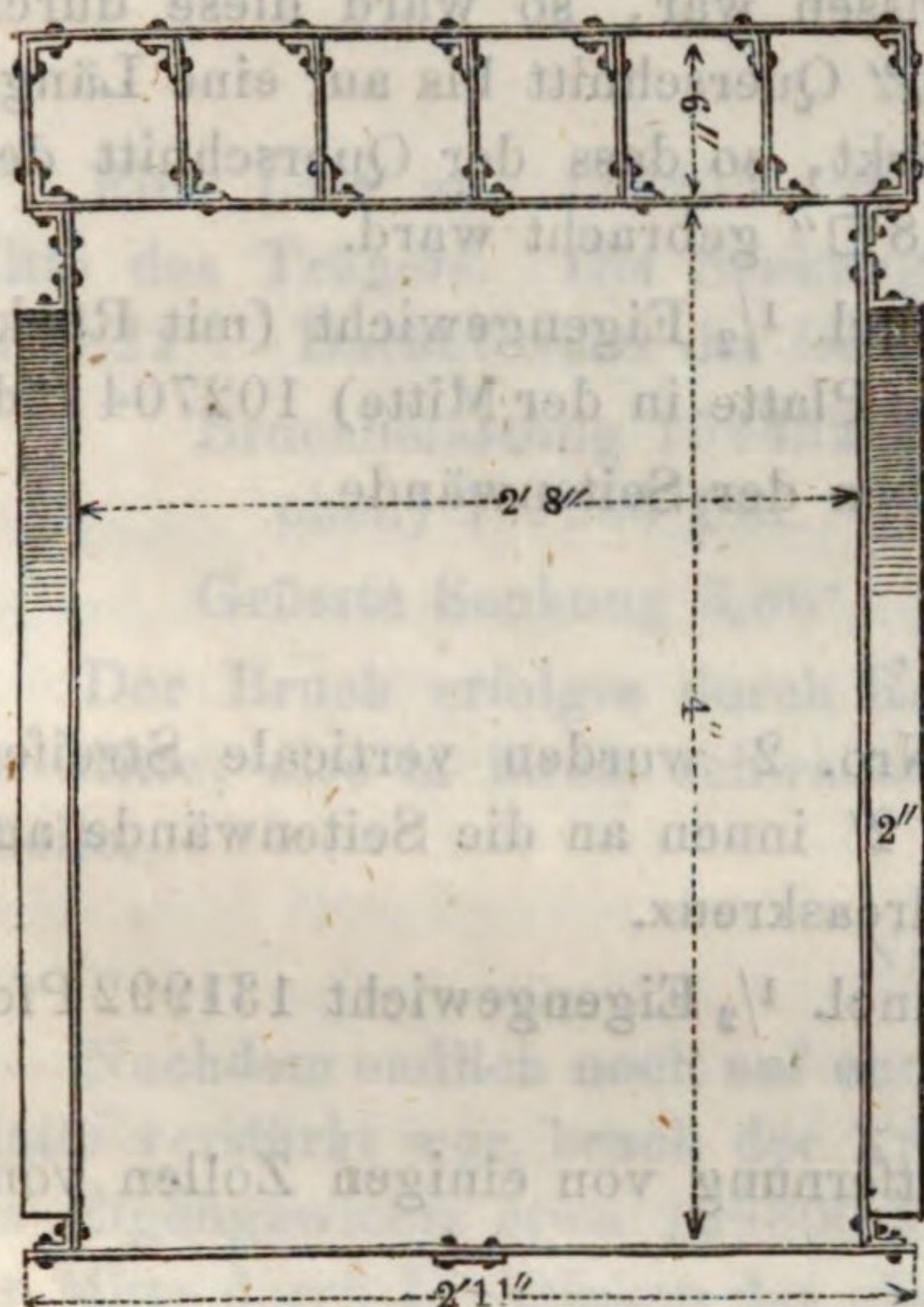
stärker ist als eine runde oder cylindrische von gleichem Material*); alsdann (und dieser Theil der Versuche ist ziemlich vollständig im zweiten Abschnitte wiedergegeben), dass die rechteckigen Röhren eine Verstär-

Fig. 47.



kung des oberen Theils bedürfen, welche zunächst in Form von Zellen *aa*, Fig. 47, angebracht wurde. Das günstige Ergebniss des Versuchs mit einem Träger von solchem Querschnitte (Nro. 15, Seite 61) bestimmte Fairbairn, die Versuche gerade nach dieser Seite hin fortzusetzen und benahm ihm zugleich jeden Zweifel am Gelingen seines Unternehmens.

Fig. 48.



Zunächst wurden Träger von dem Fig. 48 dargestellten Querschnitte geprüft, der in allen seinen Dimensionen genau $\frac{1}{6}$ so gross gemacht wurde, als die intendirten Träger der Britannia-Brücke werden sollten. Diese Probeträger waren 78' lang, hatten 75' freie Spannweite, waren 2' 11" breit und 4' 6" hoch. Die Stärke der Bleche ward wiederholt geändert.

Anfangs waren dieselben unten 0,180" stark,

an den Seiten waren sie 0,099",

die Wandungen der Zellen waren 0,147" stark.

Der Querschnitt des Eisens der oberen Zellen war $24,024 \square$ ",

der der unteren Bleche incl. zweier Längsstreifen in der Mittellinie $8,8 \square$ ",

und der der Seitenbleche $9 \square$ ".

Das Totalgewicht betrug 10888,94 Pfd.

*) In der Formel $W = \frac{AdC}{l}$ ist C , das bei rechteckigem Querschnitte mit etwas verstärkter Oberseite zwischen 16 und 20 Tonnen schwankt, bei zelliger Oberseite auf 21,3 Tonnen steigt, für runde Röhren = 13,03, für elliptische = 15,3 Tonnen im Mittel.

Versuche.

Nro. 1.

Bruchbelastung in der Mitte 79578 Pfd., incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht 84813 Pfd.

Grösste Senkung 4,5 Zoll.

Die untere Platte riss 2' von der Mitte, nachdem die Last $1\frac{1}{2}$ Minuten aufgelegt hatte.

Nro. 2.

Da, wie in Folge des grossen Uebergewichts des oberen Theiles zu erwarten stand, die untere Platte gerissen war, so ward diese durch zwei fernere Platten von je $6\frac{1}{2} \times \frac{5}{16}$ " Querschnitt bis auf eine Länge von 20' jederseits von der Mitte verstärkt, so dass der Querschnitt des unteren Eisens an dieser Stelle auf $12,8 \square$ " gebracht ward.

Bruchbelastung 97102 Pfd., incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht (mit Rücksicht auf die Lage der neuen Platte in der Mitte) 102704 Pfd.

Der Bruch erfolgte durch Nachgeben der Seitenwände.

Nro. 3.

In Folge des Ergebnisses von Nro. 2 wurden verticale Streifen von $1\frac{1}{2}$ zölligem Winkeleisen auf alle 2' innen an die Seitenwände angenietet; an jedem Ende war ein Andreaskreuz.

Bruchbelastung 126128 Pfd., incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht 131992 Pfd.

Grösste Senkung 5,79".

Das Seitenblech riss in einer Entfernung von einigen Zollen vom Boden.

Nro. 4.

Bei der Reparatur wurden zwei Streifen von $9 \times \frac{1}{2}$ " bis auf eine Entfernung von 20' jederseits von der Mitte hinzugefügt, welche den Querschnitt des unteren Theiles auf $17,8 \square$ " brachten.

Bruchbelastung 148129 Pfd., incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht (bei den $9 \times \frac{1}{2}$ " starken Streifen war ihre Entfernung von der Mitte berücksichtigt) 154430 Pfd.

Der Bruch erfolgte durch Reißen der neu angenieteten Platten, welche von schlechtem Eisen waren.

Nro. 5.

Die Mitte des unteren Theiles ward auf 40' Länge neu hergerichtet. Sie bestand nun aus doppeltem Bleche $\frac{1}{4}$ " dick; die Längsstreifen in

der Mittellinie (s. Fig. 48) blieben wie bisher. Der Querschnitt ward somit in der Mitte auf $22,45 \square''$ gebracht. Bei 129007 Pfd. Belastung in der Mitte blieb der Träger unversehrt.

Der Versuch ward unterbrochen, um zuvor die Haltbarkeit gegen seitlichen Druck zu ermitteln.

Nro. 6.

Der Träger ward auf die Seite gelegt, mit 26781 Pfd. in der Mitte einige Stunden lang belastet. Die Senkung betrug zuerst 2,36, später 2,5". Die bleibende Senkung war nur 0,1".

Nachdem dies befriedigende Resultat erlangt war, wurde der Träger wieder in seine richtige Lage gebracht.

Nro. 7.

Eine Last von 135255 Pfd. blieb 9 Tage und Nächte auf der Mitte des Trägers. Die Senkung stieg während dieser Zeit von 3,17 auf 3,22". Darauf ward die Belastung allmählig vergrössert.

Bruchbelastung 154452 Pfd., also incl. $\frac{1}{2}$ Eigengewicht (wie oben) 161255 Pfd.

Grösste Senkung 3,86".

Der Bruch erfolgte durch Reißen der unteren Platte $21' 6''$ von der Mitte, also in ihrem schwachen (nur $8,8 \square''$ Querschnitt haltenden) Theile.

Nro. 8.

Nachdem endlich noch auf einige Fuss mehr von der Mitte die untere Platte verstärkt war, brach der Träger bei 192892 Pfd. (incl. der Quote des Eigengewichts etwa 199800 Pfund oder 89 Tonnen) Belastung in der Mitte durch Einknicken des oberen (zellig gebauten) Theils; Seitenwände und Untertheil blieben unversehrt. Grösste Senkung 4,89".

Tabellarische Zusammenstellung der Versuchsergebnisse,
wobei, wie früher, $W = \frac{AdC}{l}$.

(d und l sind constant, $d = 54''$ und $l = 12 \times 75''$.)

Nummer des Versuchs.	W in Tonnen.	A in $\square''$.	C (für Belastung in Tonnen) nach der Formel $C = \frac{Wl}{Ad}$.
1	37,9	41,8	15,1
2	45,8	45,8	16,7
3	58,9	50,0	19,6
4	68,9	55,0	20,9
7	72,0	59,4	20,1
8	89,2	59,4	24,5

Die Versuchsreihe thut zur Genüge dar: 1. dass der Zellenbau der Oberseite, also im Allgemeinen eine Vorrichtung, welche die Festigkeit gegen das Zerknicken unter günstigeren Umständen zur Geltung kommen lässt, einen bedeutenden Einfluss auf das Tragvermögen der schmiedeeisernen Balken äussert; 2. dass diese Vorrichtung erst die richtige Vertheilung des Eisens auf Ober- und Unterseite ermöglicht; denn offenbar waren bis incl. Nro. 7 die Träger unten zu schwach. Bei Nro. 8 aber verhalten sich die Querschnitte der oberen und unteren Theile wie $24 : 22,45$, also nahezu gleich, oder noch genauer wie $12 : 11$, und dass dies Verhältniss (immer unter der Voraussetzung jener Zellenconstruction im oberen Theile) das Beste ist, dafür bürgt die grosse Regelmässigkeit in der Zunahme der Festigkeit bei den letzten Versuchen *).

Da immer noch die zweckmässigste Form der Zellen zu ermitteln war, so stellte Hodgkinson eine fernere Reihe von Versuchen an, von welchen wir das Hauptsächlichste folgen lassen.

*) Hierin liegt also auch, dass symmetrische Querschnitte, falls man nur dem Zerknicken des Obertheils entgegenwirkt, beim Schmiedeeisen ziemlich zu den besten gehören.

T a b e l l e I.

Knickungsfestigkeit von schmiedeeisernen Blechen und Stangen (Eisen von rechteckigem Querschnitt), bei verticaler Stellung, flachen und festen Enden.

Verticale Länge in Fussen u. Zollen.	Breite und Dicke in Zollen.	Querschnitt in □".	Bruchbelastung in Pfunden.	Bruchbelastung pro □" des Querschnitts in Tonnen.
10' —	2,98 × 0,503	1,499	1222	0,364
10' —	3,01 × 0,766	2,306	7793	1,508
10' —	2,99 × 0,995	2,975	12735	1,911
10' —	3,00 × 1,51	4,530	46050	4,538
5' —	2,98 × 0,507	1,511	8469	2,502
— 7,5"	1,023 × 1,023	1,0465	50946	21,733

Hodgkinson zieht aus seinen Versuchen über die Knickungsfestigkeit überhaupt folgende auch hier bestätigte Resultate:

1. Die Bruchbelastung verhält sich nahezu umgekehrt wie das Quadrat der Länge.
2. sie verhält sich wie der Cubus der Dicke und
3. wie die Breite.

Die Röhren der folgenden Tabellen (welche, wie kaum bemerkt zu werden braucht, im Vergleich mit der vorigen die Seite 69 darüber aufgestellten Behauptungen auf das Schlagendste bestätigen) sind sämtlich noch so kurz — 10' lang — dass nicht die ganze Röhre, sondern nur die Wandung an und für sich verbogen werden konnte, also bei jeder Wandung resp. Stelle der Wandung die Knickungsfestigkeit ganz gleichmässig beansprucht ward. Die Enden sind ebenfalls flach und fest, die Richtung der Druckkraft geht vertical durch die Mitte der Röhre.

*) Ueber diese Sätze, wie über die ganze Lehre von der Knickungsfestigkeit giebt die schon oben citirte Theorie der Festigkeit gegen das Zerknicken von Scheffler weiteren Aufschluss.

T a b e l l e II.

Knickungsfestigkeit von schmiedeeisernen rechteckigen und quadratischen Röhren, sämtlich 10 Fuss lang.

Querschnittsform.	Aeussere Dimensionen der Röhre in Zollen.	Blechstärke in Zollen.	Belastung, bei der sich ein Verbiegen zu zeigen anfing, in Pfunden.	Höchste ausgehalt. Belastung in Pfdn.	Fläche des Querschnittes des Eisens in □ Zollen.	Höchste ausgehaltene Belastung pro □ des Querschn. in Tonnen.
Einfach quadratisch	4,1 × 4,1	0,03	—	5534	0,5040	4,9020
	» »	0,06	—	19646	1,0200	8,5986
	4,25 × 4,25	0,083	29290	37354	1,4840	11,2370
	» »	0,134	46314	51690	2,3947	9,6360
Einfach rechteckig	8,175 × 4,1	0,61	13209	23289	1,5320	6,7860
	8,5 × 4,75	2,64	—	197163	7,3260	12,0150
Rechteckig mit dünnerem Querbleche in der Mitte der längeren Dimension	8,4 × 4,25	0,26 und 0,126	9916?	206571	6,89 circa	13,3845
Rechteckig mit Querwand in der Mitte	8,1 × 4,1	0,059	37401	43673	1,8850	9,8770
	8,5 × 4,75	0,25 ca.	—	—	8,3466	Ward durch 11,12 Tonnen pro □ nicht zerknickt.
Einfach quadratisch (oder fast quadratisch) mit etwa doppelt so grossen Dimensionen als oben	8,1 × 8,1	0,06 ca.	15897	27545	2,0700	5,9260
	8,37 × 8,37	0,139	82475	100395	4,9262	9,0980
	8,5 × 8,375	0,2191	—	198955	7,7367	11,4800
	8,5 × 8,4	{ 0,245 und 0,238 }	—	—	8,4665	Ward durch 11,15 Tonnen pro □ nicht zerknickt.
Quadratisch mit zwei sich kreuzenden Querwänden	8,1 × 8,1	0,0637	56630	70070	3,5510	8,8090
	» »	»	46635	82027	»	10,3120

T a b e l l e III.

Knickungsfestigkeit runder Röhren von Schmiedeeisen,
sämmtlich 10 Fuss lang.

N ^o	Aeusserer Durchmesser in Zollen.	Innerer Durchmesser in Zollen.	Blechstärke in Zollen.	Höchste ausgehaltene Belastung in Pfunden.	Querschnittsfläche des Eisens in □ Zollen.	Höchste ausgehaltene Belastung pro □" des Querschn. in Tonn.
1	1,495	1,292	0,1015	6514	0,4443	6,55
2	1,964	1,755	0,1045	14158	0,6104	10,35
3	2,490	2,275	0,1075	23958	0,8045	13,29
4	2,350	1,865	0,2425	34156	1,6050	9,60
5	2,340	1,910	0,2150	31828	1,4353	9,90
6	2,995	2,693	0,1510	37356	1,3490	12,36
7	4,050	3,772	0,1390	47212	1,7078	12,34
8	4,060	3,750	0,1550	49900	1,9015	11,71
9	6,366	6,106	9,1298	91402	2,5470	16,02
10	6,187	6,375	0,0939	60075	1,7990	14,91

Die festesten Röhren in Bezug auf das Zerknicken sind hiernach die cylindrischen von grösseren Dimensionen. Allein abgesehen von den Schwierigkeiten der Construction solcher Röhren und dem nicht sehr grossen Unterschiede der grössten runden und einiger der vorigen Röhren (z. B. der rechteckigen mit einer Querwand), ist hierbei zu bedenken, dass bei den Röhrenträgern selbst zugleich eine Biegung der ganzen Zellenröhre stattfindet, wobei die nach allen Seiten regelmässige Vertheilung des Materials um die Linie der Druckrichtung aufhören würde, einen günstigen Einfluss zu äussern*). Auch sind die Winkeleisen in den Ecken der rechteckigen Zellen nicht ohne Wichtigkeit, da durch sie gerade die schwächsten Punkte der rechteckigen Querschnitte eine Zugabe von Stärke erhalten und eine Näherung an die runde Form erzielt wird.

Ein Versuch mit einer Zelle von ganz derselben Grösse und Construction wie die der Conway- und Britannia-Brücke, bestätigt dies vollkommen. Dieselbe maass aussen im Querschnitt $18 \times 18''$, war 8' lang; die Bleche waren $\frac{1}{2}''$ dick und mit Winkeleisen in den Ecken vernietet; die Fläche des Querschnitts des Eisens war $= 50 \square''$. Sie ward mit einer hydraulischen Presse bester Construction zerdrückt. A bezeichnet die obere, B die untere Seite.

*) Tate, *Strength of Materials* pag. 76. — Scheffler, Festigkeit gegen d. Zerknicken.

Belastung in Tonnen.	Biegung von <i>A</i> (Zolle).	Biegung von <i>B</i> (Zolle).	Verkürzung (Zolle).
115	—	—	—
165	0,25	0,20	—
215	0,25	0,48	—
265	0,25	0,70	—
315	0,25	0,70	0,025
365	0,25	1,20	0,032
415	0,25	0,95	0,032
465	0,25	0,70	0,030
515	0,50	0,95	0,042
565	0,75	0,95	0,061
615	0,75	1,75	0,063
665	1,00	—	0,160

Bei 690 Tonnen wurden drei Seiten bedeutend gewulstet und so die Zelle zerstört, nachdem sie schon eine kurze Zeit vor der Anwendung des vollen Druckes allmählig nachgegeben hatte. Wenn man nun deshalb auch nur 680 Tonnen als Bruchbelastung annimmt, so kommen doch 13,6 Tonnen auf den Quadratzoll des Querschnitts, ein Resultat, welches die definitive Annahme der Construction solcher Zellen unbedingt rechtfertigt.

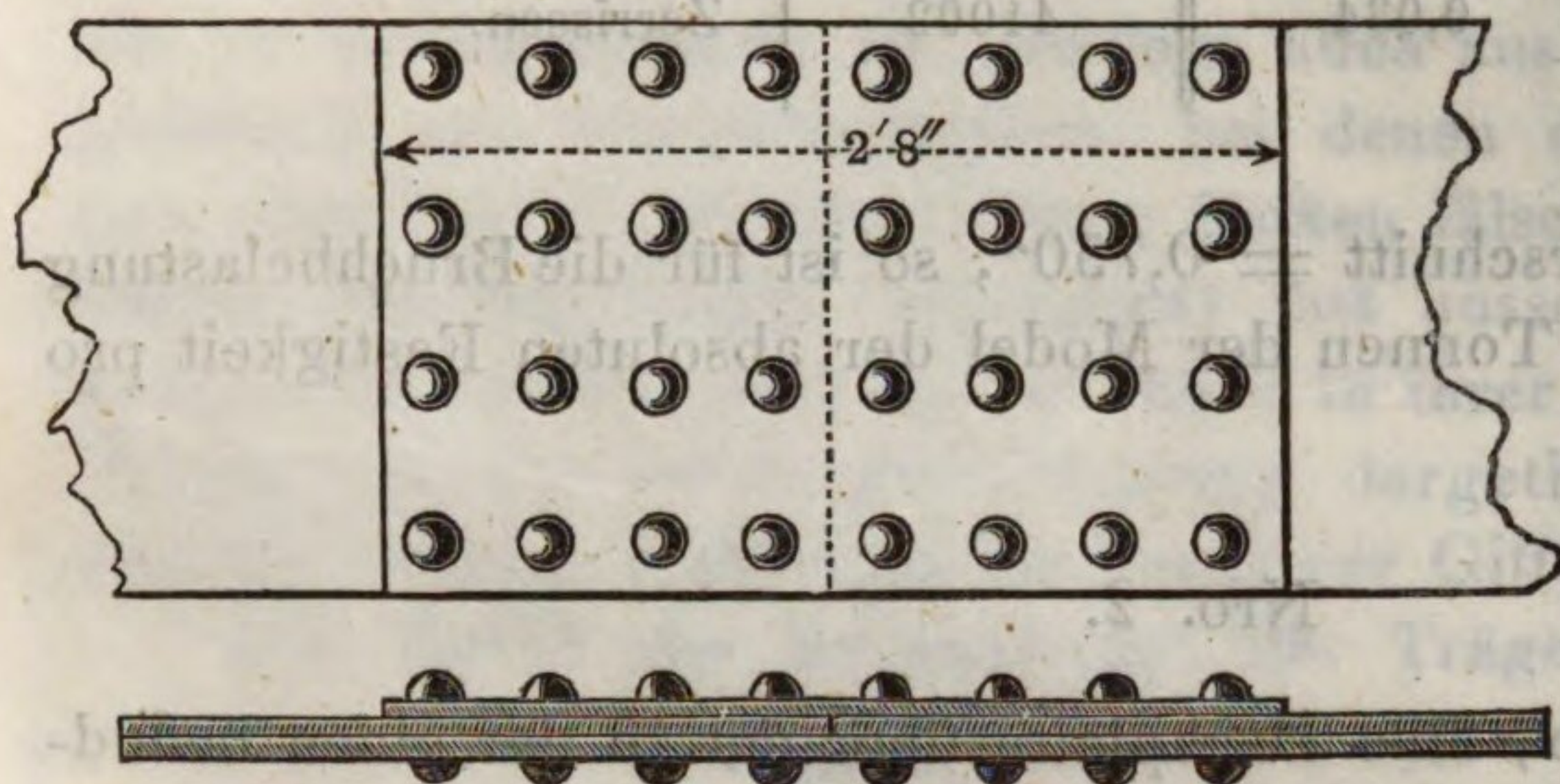
Jedoch muss hierzu bemerkt werden, dass die Zellenform des Obertheils eben nur für grosse Spannweiten nothwendig wird, und dass man bei Weiten bis zu 100 oder selbst 150 Fuss die nöthige Stärke billiger durch dickere Bleche und einfache Zulage an Eisen erreichen wird, wobei man zugleich die Schwierigkeiten vermeidet, welche das Reinigen, Malen, überhaupt der Schutz gegen Oxydation, bei den kleineren Zellen verursachen würde. Bei mehr als 150 Fuss Spann jedoch bekommen die Zellenconstructions ihre Bedeutung und bei sehr grossen Spannweiten würde es unmöglich sein, Brückenträger ohne sie mit der nöthigen Festigkeit auszurüsten.

Beim Untertheile, mag er nun, wie bei der Britannia- und Conway-Brücke, ebenfalls aus Zellen, oder einfach aus doppelten Platten bestehen*), ist es wesentlich, dass man so wenig Fugen wie möglich

*) Das Letztere ist immer dann vorzuziehen, wenn man ohne die Zellenconstruction mit Leichtigkeit den Eisenquerschnitt stark genug bekommt.

hat. Die Bleche müssen daher so lang, wie es irgend ihr Gewicht und ihre Dicke gestattet, gewalzt werden; die Fugen der einen Platte müssen immer auf die Mitte der anderen fallen und, wie Fig. 49 zeigt, welche ein Stück eines horizontalen Wandblechs einer der unteren Zellen der Britannia-Brücke darstellt, durch Deckplatten gesichert sein, wenn man nicht, was zwar einfacher ist, aber jedenfalls bei gleicher Festigkeit mehr Eisen erfordert, ganz durchlaufend eine Platte mehr nehmen will, als zur Haltbarkeit der Brücke hinreicht. Die Vernietung geschieht durch drei oder mehr Reihen Niete, von welchen jede acht Niete, auf jeder Seite

Fig. 49.



der Fuge vier, enthält. Der Querschnitt sämtlicher Niete muss dem Querschnitte der genieteten Stelle durch eine Nietreihe (also minus Nietlöcher) gleich sein. Ferner muss die Deckplatte so stark sein, dass dieser Querschnitt durch eine Nietreihe (nach Ab-

zug der Nietlöcher) dem der vollen Platten gleich ist. Alsdann wird die absolute Festigkeit des unteren Theils vom Träger überall nahezu gleichmässig sein.

Die Versuche, welche hierüber angestellt wurden, thaten zunächst dar, dass eine gewöhnliche einfache Vernietung die Festigkeit der Fuge nur auf die Hälfte, und eine doppelte sie nur auf $\frac{7}{10}$ der Stärke der Platte bringt. Später wurden die sichernden Deckplatten probirt, und zwar zunächst einfache Platten, welche beiderseits mit Deckplatten versehen waren, alsdann die oben beschriebene Art der Vernietung. Es waren im Ganzen acht Niete in einer Reihe da. Die Dehnung geschah mittelst eines starken Hebels von 5600 Pfd. Gewicht.

Nro. 1.

Einfache Platte, zwei Deckplatten über der Fuge.

Querschnitt der Platte $3,5 \times 0,25'' = 0,875 \square''$

„ durch ein Nietloch $3,0 \times 0,25'' = 0,750 \square''$

„ der Deckplatten durch ein Nietloch à $3,5 \times 0,26'' = 0,910 \square''$

Durchmesser der Niete $0,5''$.

Belastung in Pfunden.	Verlängerung in Zollen.	Belastung in Pfunden.	Verlängerung in Zollen.
5600	—	33824	0,034
26656	—	35626	0,044
28448	—	37418	0,052
30240	0,021	39210	0,056
32032	0,034	41002	Zerrissen.

Setzen wir den Querschnitt $= 0,750''$, so ist für die Bruchbelastung von 41002 Pfd. $= 18,3$ Tonnen der Model der absoluten Festigkeit pro $\square'' = 24,4$ Tonnen.

Nro. 2.

Doppelte Platten, eine Deckplatte über der in der einen befindlichen Fuge.

Querschnitt der Platten $2 \times 0,875 \square'' = 1,750 \square''$

„ durch ein Nietloch $= 1,500 \square''$

„ der Deckplatte durch ein Nietloch $= 0,910 \square''$

Durchmesser der Niete $= 0,5''$.

Belastung in Pfunden.	Verlängerung in Zollen.	Belastung in Pfunden.	Verlängerung in Zollen.
5600	—	46368	0,028
26656	0,016	55328	0,075
37408	0,025	62496	0,100

Die Bruchbelastung war 69664 Pfd. $= 311$ Tonnen. Der Bruch erfolgte durch Reißen der einen nicht unterbrochenen Platte und Abscheren der vier Niete der einen Seite. Daher ist der Querschnitt der Bruchfläche $= 0,875 \times 0,785 = 1,66 \square''$, und danach der Model der absoluten Festigkeit pro $\square'' = 18,7$ Tonnen.

Es folgt hieraus, dass die Niete zu schwach waren, und wurden sie deshalb bis auf $\frac{5}{8}''$ Durchmesser verstärkt, bis also ihr Querschnitt beinahe so gross war, wie der der Platten; dies gab die nöthige Festigkeit und es widerstanden nun die Niete etwa mit derselben Kraft dem

Abscheren, wie die Platte dem Zerreißen. Daraus folgt, dass sich das Widerstandsvermögen der Niete gegen das Abscheren zur absoluten Festigkeit der Platte verhält, wie der Totalquerschnitt jener zum Querschnitte dieser. Dieser Satz steht völlig im Einklange sowohl mit dem, dass die Festigkeit gegen das Abscheren direct mit dem Querschnitte zunimmt, als auch mit dem, dass sie der absoluten Festigkeit ungefähr gleich ist.

Was die Seitenwände anlangt, so ist schon S. 88 in der Anmerkung darauf hingewiesen, dass sie bei Blechträgern wohl direct zur Festigkeit beitragen, wenn auch in weit geringerem Grade, als die oberen und unteren Bleche. Es geht dies nicht nur aus der Berechnung hervor, da das Trägheitsmoment der Seitenbleche bei der Festigkeitsberechnung mit zu berücksichtigen ist, sondern auch aus der experimentellen Vergleichung mit den Gitterbalken, bei denen das Gitterwerk allerdings (wie manche der Anhänger dieser Balken fälschlich auch für die Seitenbleche der Blechträger behaupten) fast ausschliesslich dadurch wirkt, dass es die oberen und unteren Theile in ihrer Lage erhält. Eine Folge hiervon ist die durch die Erfahrung dargethane weit grössere Biegsamkeit (daher die grössere Senkung) der Gitterbrücken.

Der Zweck der Seitenbleche, die Träger unbiegsam zu machen,

Fig. 50.

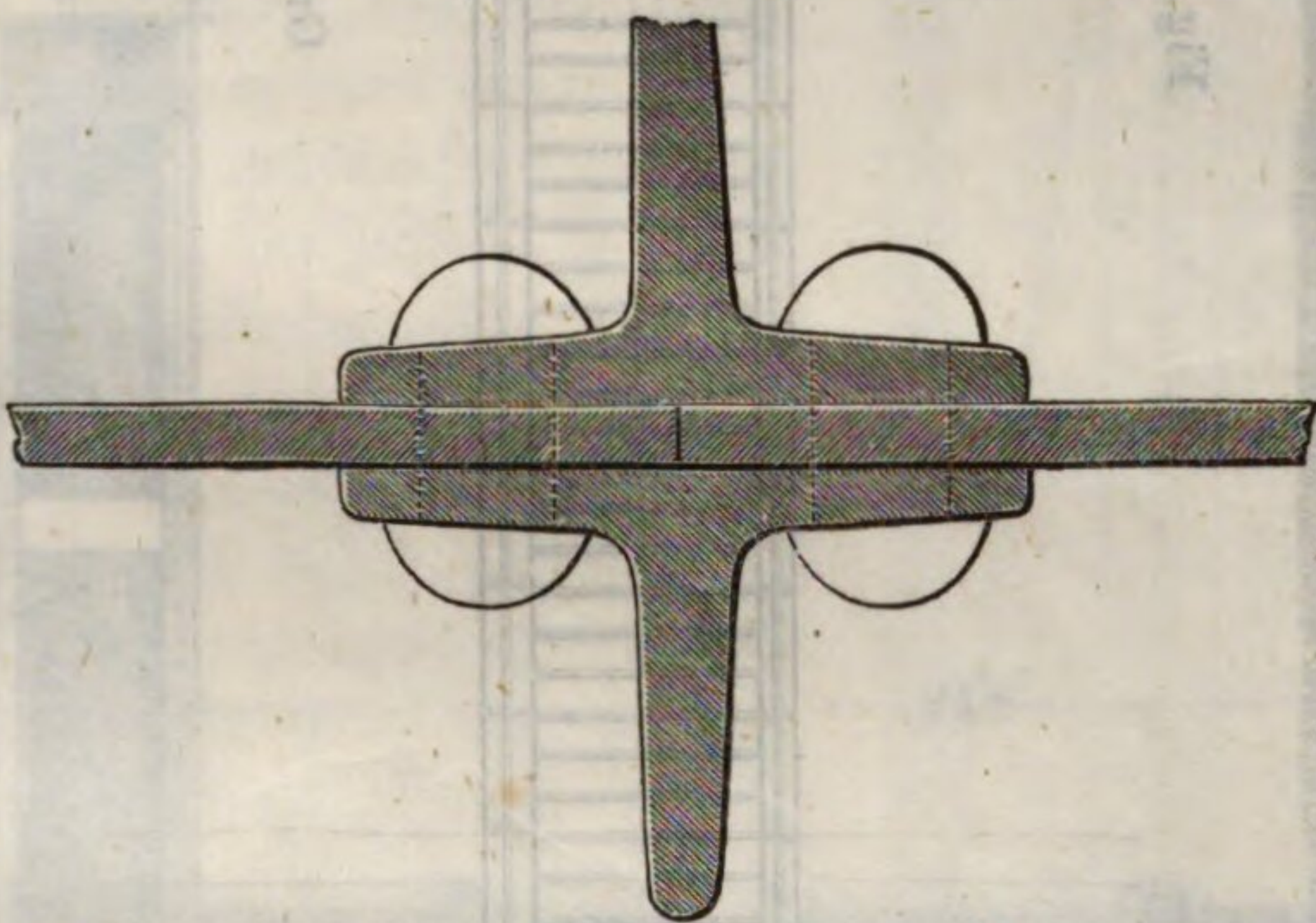
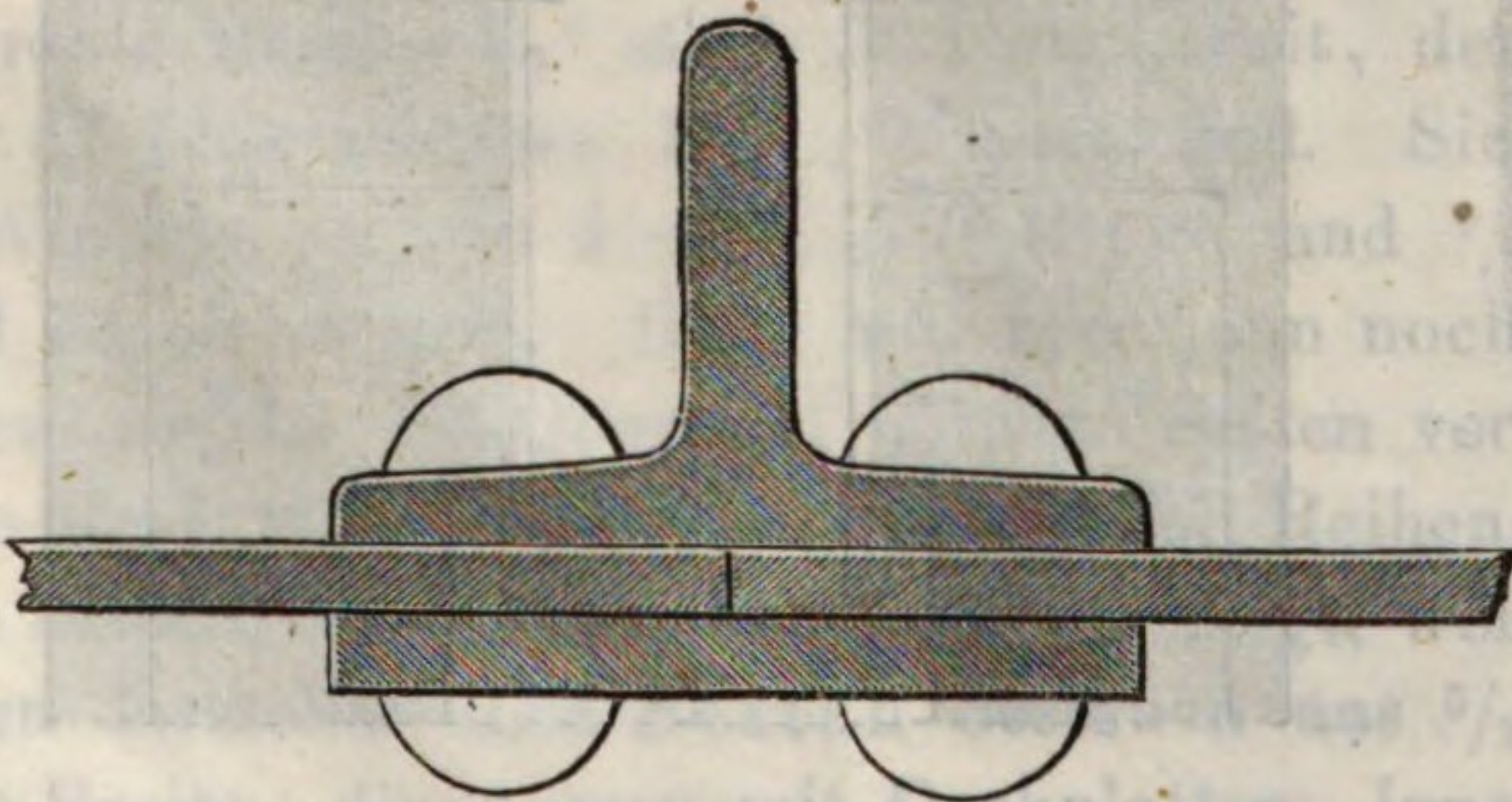


Fig. 51.

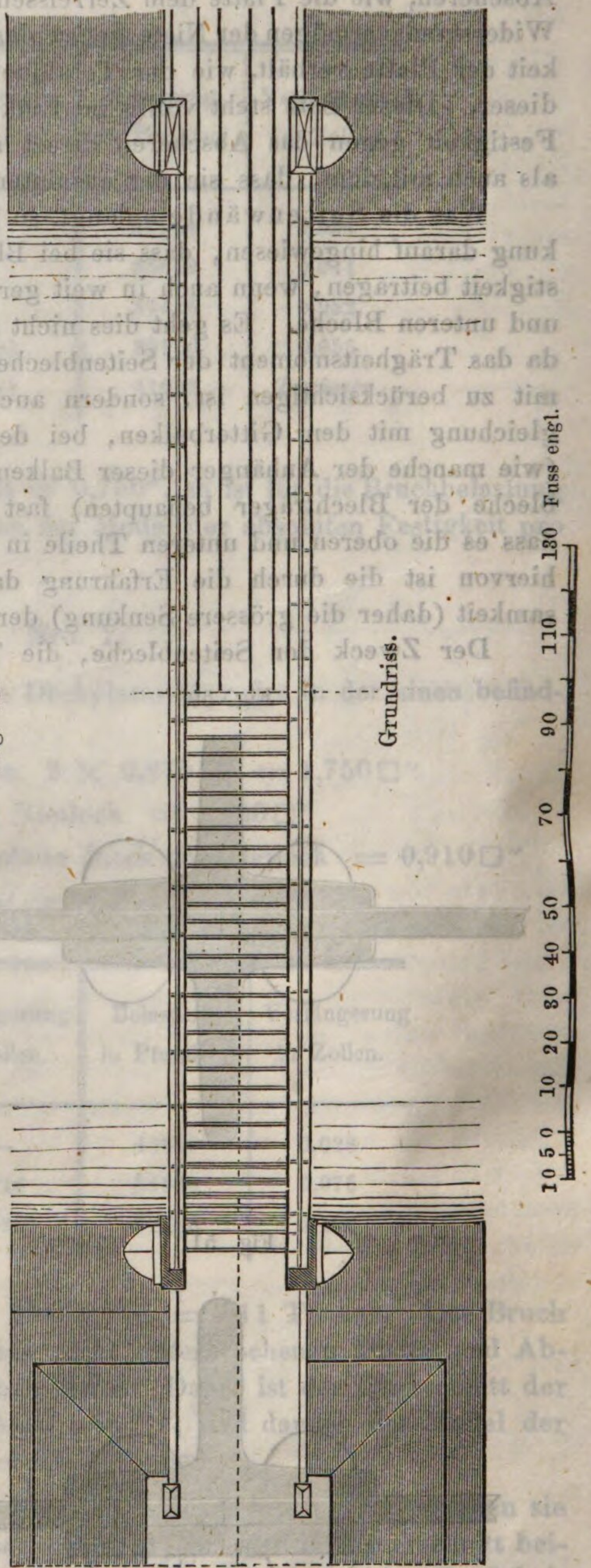


wird dadurch unterstützt, dass man alle 2 bis 3 Fuss bei grösseren Brücken doppelte T-Eisen, Fig. 50, bei kleineren ein T-Eisen innen und eine Deckplatte aussen, Fig. 51, anbringt. Dieselben tragen nicht nur zur festeren Verbindung der oberen mit der unteren Seite bei, sondern hindern namentlich auch die Seitenbleche an seitlicher Verkrümmung, so dass ihre volle und bei dem ziemlich erheblichen Werthe der Dicke (d) nicht ganz geringe Tragfähigkeit zur Geltung kommen kann. Es bedarf kaum der Erwähnung, dass bei den Seitenblechen — so gut als beim ganzen Träger —

Fig. 52.



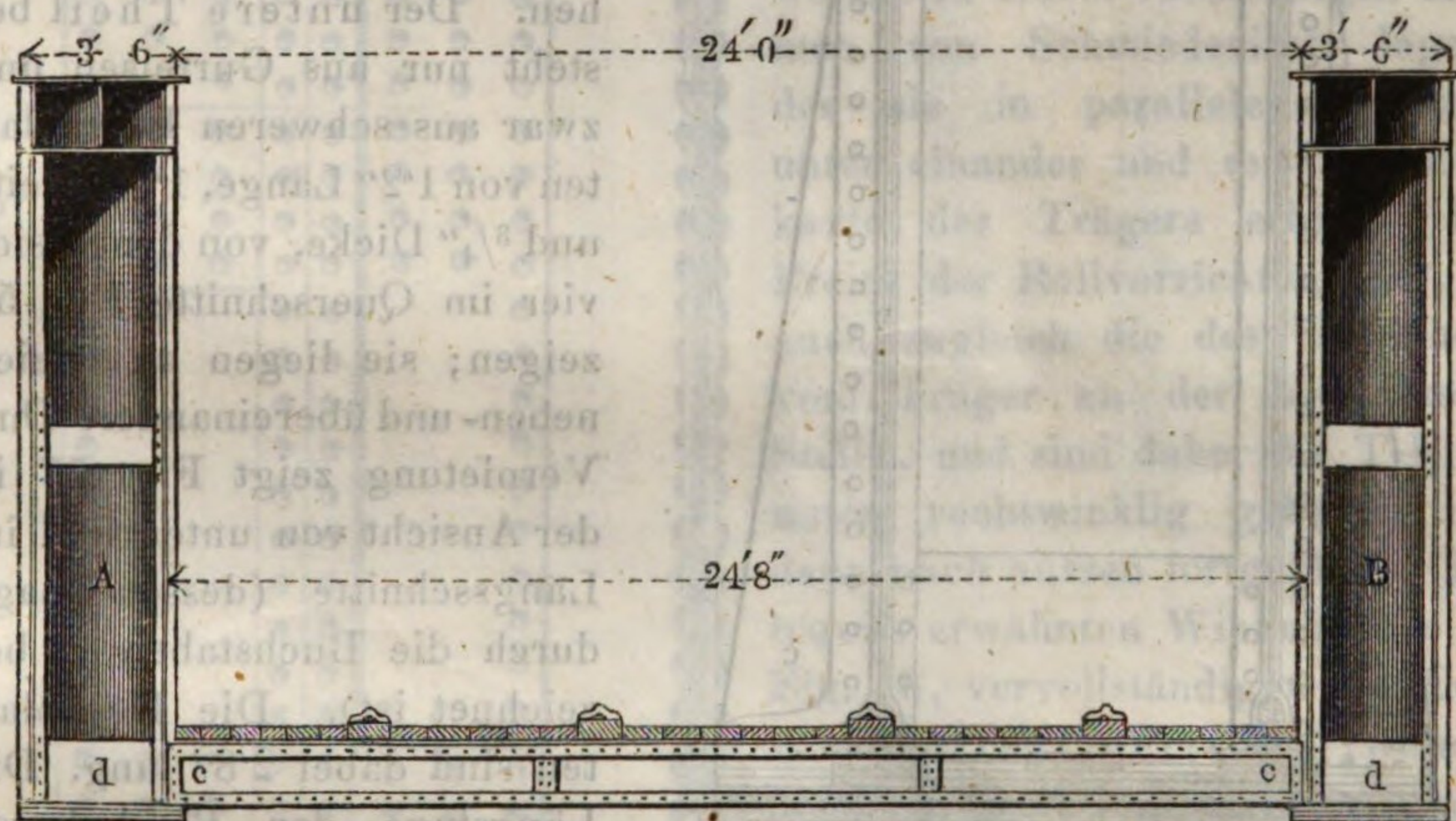
Fig. 53.



die über der neutralen Axe liegenden Theile vermöge ihrer rückwirkenden, die darunter liegenden vermöge ihrer absoluten Festigkeit wirken.

Bisher wurden nur die eigentlichen Röhrenbrücken (*tubular bridges*), bei welchen jedes Geleis im Inneren einer Röhre liegt, ins Auge gefasst. Auf ganz denselben Principien beruhen aber die Röhrenträgerbrücken (*tubular girder bridges*), bei denen die ganze Fahrbahn zwischen zwei Röhrenträgern angebracht ist. Eine solche Brücke, die Speybrücke, welche sich unter der Eisenbahn von Inverness nach Aberdeen über dem Spey befindet, stellt Fig. 52 in der Ansicht, Fig. 53 im Grundrisse dar; sie hat 230' freie Spannweite und keine Mittelpfeiler. Die beiden Röhrenträger sind 16' hoch und 3'6" breit und 245' lang, so dass sie mit 7'6" jederseits aufliegen. Sie ruhen auf der einen Seite einfach auf Guss-eisenplatten, welche eingemauert sind, auf der anderen jedoch auf einer näher zu beschreibenden Rollvorrichtung, so dass der Ausdehnung durch Wärme kein Hinderniss in den Weg tritt. Zwischen den Röhrenträgern liegen alle 4' Blechträger quer auf und auf diesen Längsschwellen. Fig. 54 stellt den Querschnitt der Brücke dar; A und B sind daselbst die Hauptträger, c bezeichnet einen Querträger, der durch die Bleche dd,

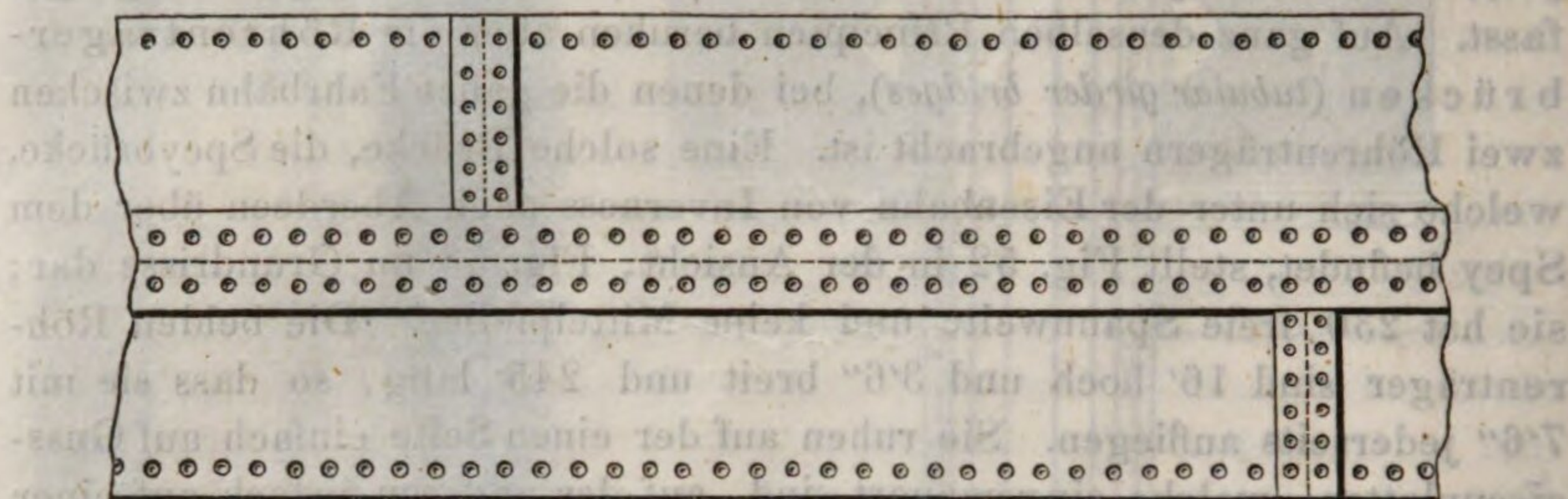
Fig. 54.



welche bis an die Aussenseite von A und B treten, mit letzteren verbunden ist. Der obere Theil jedes Hauptträgers besteht aus zwei Zellen, deren horizontale Bleche $\frac{1}{2}$ " stark und 1'9" breit, deren verticale $\frac{7}{16}$ " stark und 1'6" (das mittlere 1'6 $\frac{3}{4}$ ") hoch sind. Sie sind verbunden durch acht Winkeleisen von 4 + 4 Zoll Breite und $\frac{9}{16}$ " Stärke, welche alle 3 Zoll vernietet sind. Dazu kommen dann noch zwei eben solche Winkeleisen, welche den Obertheil mit den Seiten verbinden. Die Fugen der Bleche sind mit Deckstreifen und zwei Reihen Niete (eine auf jeder Seite) befestigt, wie Fig. 55 (a. f. S.) zeigt, welche die Zellen von oben gesehen darstellt. Die Seiten bestehen aus $\frac{5}{16}$ " starken Blechstreifen von 2' Breite, die aussen mit Deckplatten, innen mit T-Eisen vernietet

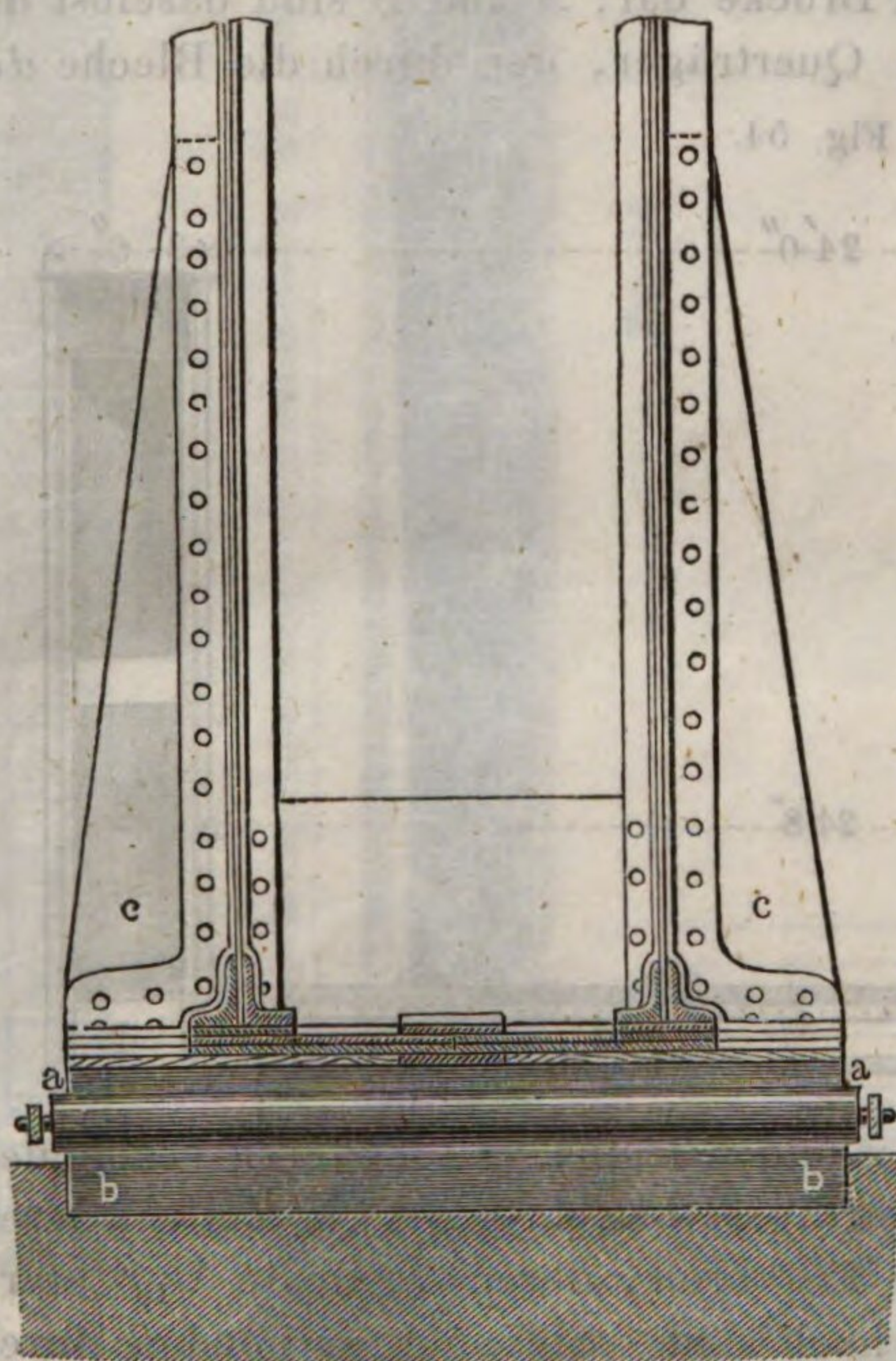
sind. Nach den Pfeilern zu befinden sich jedoch auch aussen T-Eisen; zugleich ist auf denselben der untere Theil erweitert und durch Winkel-

Fig. 55.



stücke *c*, Fig. 56, mit den Seiten verbunden. Endlich sind, um allem Verbiegen vorzubeugen, auf alle 2 Fuss die Winkeleisen unten und in

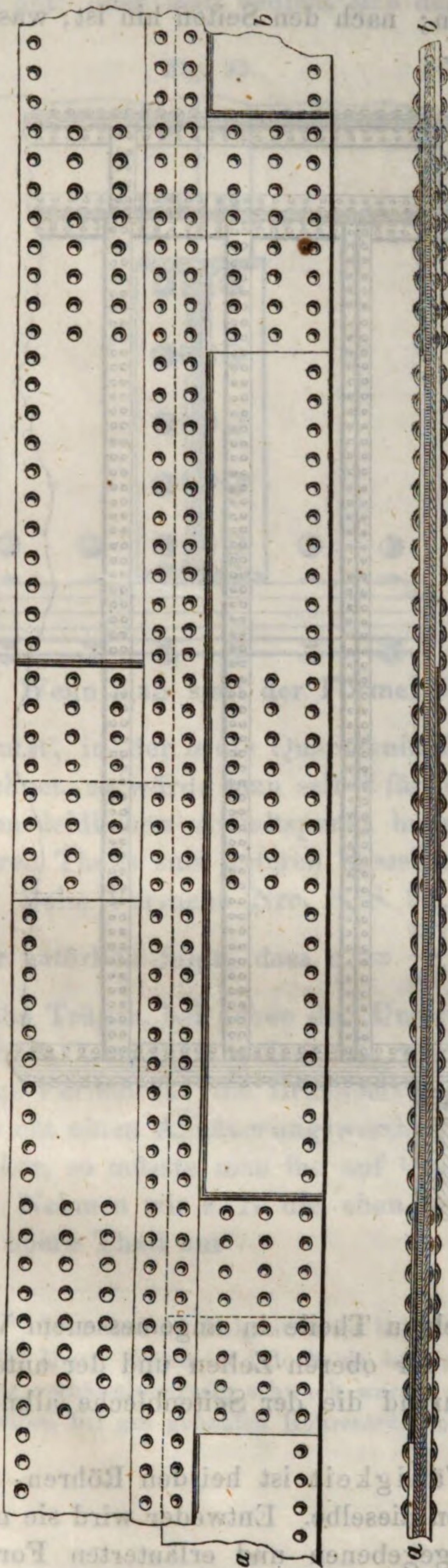
Fig. 56.



der Mitte durch kleine Blechplatten mit einander verbunden, welche quer durch den hohlen Raum des Trägers gehen. Der untere Theil besteht nur aus Gurteisen und zwar aus schweren Blechplatten von 1'2" Länge, 1'9" Breite und $\frac{3}{4}$ " Dicke, von denen sich vier im Querschnitte Fig. 56 zeigen; sie liegen zu zweien neben- und übereinander. Ihre Vernietung zeigt Fig. 57 in der Ansicht von unten und im Längsschnitte (dessen Lage durch die Buchstaben *ab* bezeichnet ist). Die Deckplatten sind dabei 2'8" lang. Die Längsfuge der Blechplatten wird durch 8" breite Streifen bedeckt; die Niete haben 1" Durchmesser und 4" Abstand von Mitte zu Mitte. Die Ver-

bindung des Untertheils mit den Seiten besteht in zwei starken Winkeleisen von $4 + 4$ " Breite und $\frac{7}{8}$ " Dicke, die (damit die Deckplatten nicht stören) auf Zwischenplättchen liegen. Der Rollapparat braucht bei dieser Brücke keinen grossen Spielraum zu haben, da die berechnete wahrscheinliche Maximalausdehnung nur $1\frac{3}{4}$ Zoll beträgt, während sie bei der Britannia-Brücke sich fast auf einen Fuss beläuft. Fig. 56 zeigt den Querschnitt durch einen Träger auf dem Pfeiler, Fig. 58 (a. S. 104)

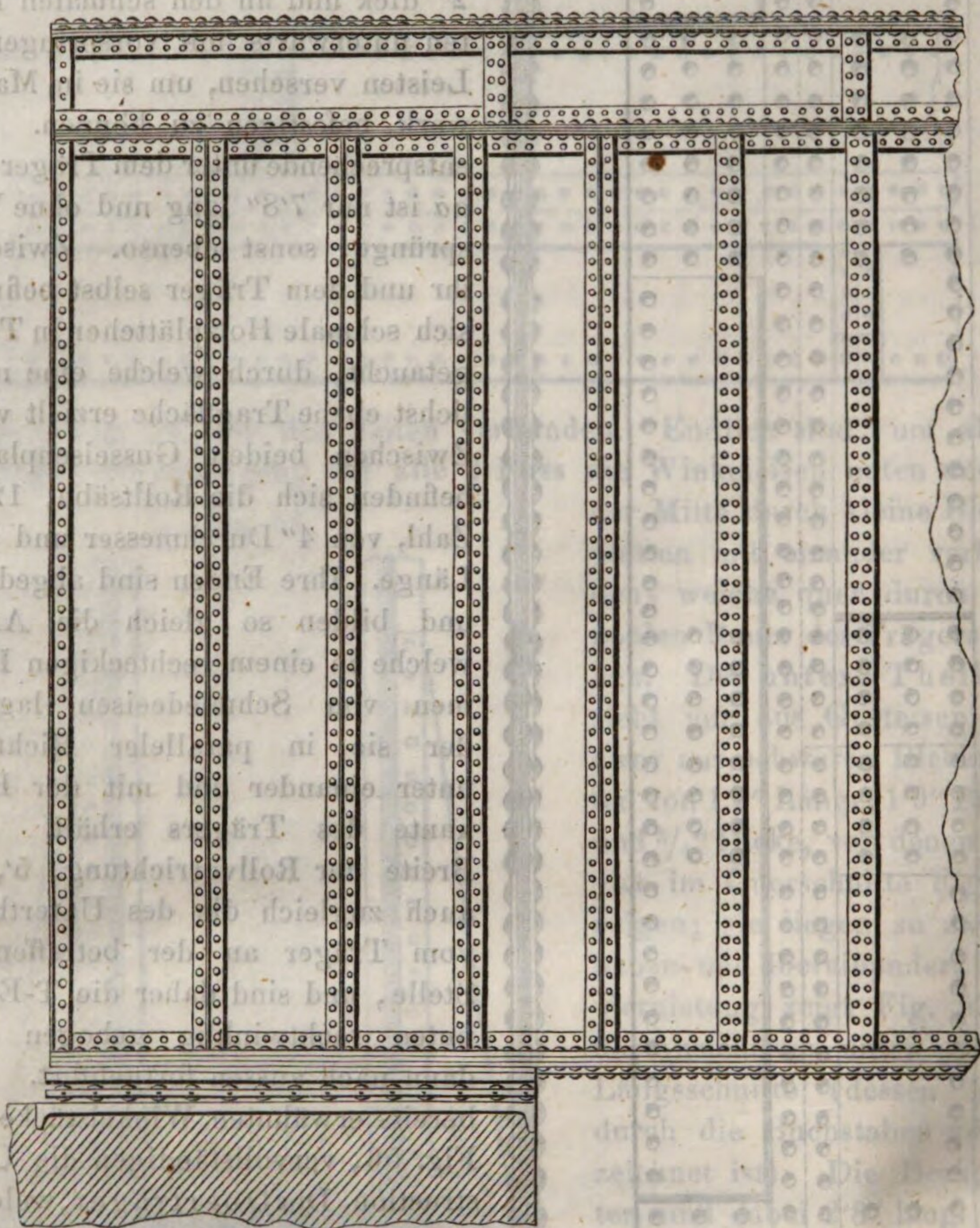
Fig. 57.



eine Seitenansicht davon. Die gusseiserne Bettung auf dem Pfeiler, *bb* Fig. 56, ist 8' lang, 5' breit und 2" dick und an den schmalen Kanten unterwärts mit vorspringenden Leisten versehen, um sie im Mauerwerk befestigen zu können. Die entsprechende unter dem Trägerende *aa* ist nur 7'8" lang und ohne Vorsprünge, sonst ebenso. Zwischen ihr und dem Träger selbst befinden sich schmale Holzplättchen in Theer getaucht, durch welche eine möglichst ebene Tragfläche erzielt wird. Zwischen beiden Gusseisenplatten befinden sich die Rollsäbe, 12 an Zahl, von 4" Durchmesser und 5'2" Länge. Ihre Enden sind abgedreht und bilden so gleich die Axen, welche in einem rechteckigen Rahmen von Schmiedeeisen lagern, der sie in paralleler Richtung unter einander und mit der Endkante des Trägers erhält. Die Breite der Rollvorrichtung, 5', ist auch zugleich die des Untertheils vom Träger an der betreffenden Stelle, und sind daher die T-Eisen unten rechtwinklig gebogen und dann nach aussen fortgeführt. Die bereits erwähnten Winkelstücke *cc*, Fig. 56, vervollständigen die Construction. Der Querträger, welcher in seinem Querschnitte, also im Längsschnitte durch die Brücke, durch Fig. 59 (a. S. 105) dargestellt wird, besteht aus einer verticalen schmiedeeisernen Blechplatte von 1'4" Höhe und $\frac{5}{16}$ " Stärke und aus vier Winkel-eisen, welche die Rippen bilden. Sie sind $3 + 3$ " breit und $\frac{1}{2}$ " stark. An ihren Enden sind sie umgebogen und an den unteren Gurteisen und an den Seiten des Hauptträgers vernietet.

Zu bemerken ist, dass sämtliche Angaben der Blechstärken sich nur auf die Mitte der Brücke beziehen; nach den Seiten hin ist, was zu

Fig. 58.



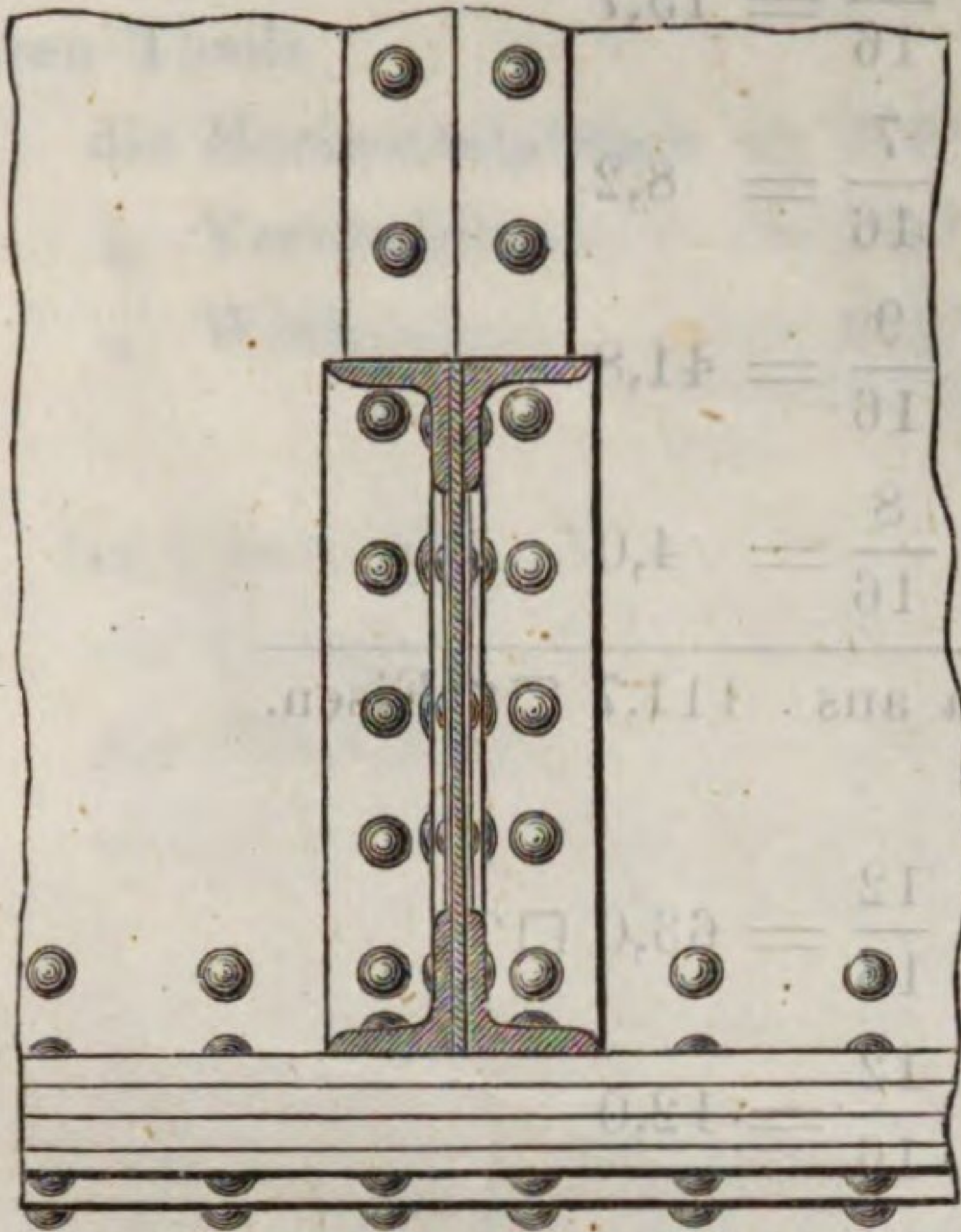
dem Grade der Spannung der einzelnen Theile in angemessenem Verhältnisse steht, die Dicke der Bleche der oberen Zellen und der unteren Gurteisen allmähig vermindert, während die der Seitenbleche allmähig verstärkt ist.

Die Berechnung der Tragfähigkeit ist bei den Röhren- und Röhrenträgerbrücken im Wesentlichen dieselbe. Entweder wird sie nach der bekannten bereits Seite 4 angegebenen und erläuterten Formel

$\frac{1}{2} w + W = \frac{4fT}{hl}$ angestellt, welche Methode, obwohl sie zu etwas weitläufigeren Rechnungen führt, doch den Vorzug allgemeiner Gültig-

keit hat; oder man bedient sich der einfacheren Formel $W = \frac{A d C}{l}^*)$,

Fig. 59.



welche aber auch nur für solche Träger vollkommen richtig ist, die einen ähnlich oder doch annähernd ähnlichen Querschnitt haben, wie der dem entsprechenden Versuche zu Grunde gelegte Träger. So würde man z. B. bei Trägern mit dem Querschnitte Fig. 48 einen brauchbaren Werth für die äusserste Tragfähigkeit in Tonnen bekommen, wenn man $C=24$ setzt; sobald aber das Verhältniss der Höhe des Trägers zum Querschnitte oder die Vertheilung des Materials eine andere würde, so hätte die Formel keine Gültigkeit mehr.

Wenn man statt der Formel $W = \frac{A d C}{l}$ die ähnliche $W = \frac{a d c}{l}$ benutzt, in der a die Querschnittsfläche des unteren Theiles allein bezeichnet, so würde man selbst für etwas andere Querschnittsformen noch einen leidlichen Anhaltspunkt haben, sobald nur das Verhältniss des oberen Theils zum unteren dasselbe wäre.

Beim Versuche Nro. 8, S. 91, wäre nach dieser Formel, aus welcher natürlich folgt, dass $c = \frac{W l}{a d}$, $c = \frac{89,2 \cdot 12 \cdot 75}{54 \cdot 22,45} = 66^{**})$. Für solche Träger, bei denen der Untertheil sich zum Obertheil wie 11 : 12 verhält, oder noch kleiner ist, würde die Einführung dieses Werthes in obige Formel für die Bruchbelastung in der Mitte plus halbes Eigengewicht einen Annäherungswerth ergeben; wäre jedoch der untere Theil stärker, so müsste man ihn auf $\frac{11}{12}$ des oberen Theils reduciren.

Nehmen wir z. B. die eben beschriebene Spey-Brücke, so besteht der obere Theil aus

*) Hier und im Folgenden ist bei W das halbe Eigengewicht eingerechnet.

**) Dieser Werth ist jedoch, da im Querschnitte des Versuchs Nro. 8 die Seitenbleche verhältnissmässig schwach waren, etwas niedrig und zeigt die Folge, dass man denselben bei gut gebauten Röhrenträgern auf etwa 80 setzen kann (vergl. S. 108).

$$4 \text{ Horizontalplatten } 21 \times \frac{8}{16} = 42,0 \square''$$

$$2 \text{ Verticalplatten } 18 \times \frac{7}{16} = 15,7$$

$$1 \text{ „ } 18\frac{3}{4} \times \frac{7}{16} = 8,2$$

$$10 \text{ Winkeleisen } 4 \times 4 \times \frac{9}{16} = 41,8$$

$$\text{Deckstreifen } 8 \times \frac{8}{16} = 4,0$$

in Summa aus 111,7 $\square''$ Eisen.

Der untere Theil besteht aus

$$4 \text{ Gurten } . . . 21 \times \frac{12}{16} = 63,0 \square''$$

$$2 \text{ Deckstreifen } . . 8 \times \frac{12}{16} = 12,0$$

$$4 \text{ Winkeleisen } 4 \times 4 \times \frac{14}{16} = 25,2$$

in Summa aus 100,2 $\square''$ Eisen.

Hier ist der Querschnitt des unteren Theils direct zu benutzen, also, da $d = 192''$, $l = 2760''$,

$$W = \frac{100,2 \cdot 192 \cdot 66}{2790} = 460 \text{ Tonnen}$$

die Bruchbelastung in der Mitte für einen Träger, also für die ganze Brücke 920 Tonnen. Die Brücke wiegt 350, also bleibt für die Belastung in der Mitte 745, für eine gleichförmige Belastung 1490 Tonnen, was auf den laufenden Fuss $6\frac{1}{2}$ Tonnen giebt. Da man die Maximalbelastung einer Eisenbahnbrücke pro laufenden Fuss auf 30 Centner annehmen kann *), so bleibt eine nur etwas mehr als vierfache Sicherheit.

Nach der Formel $W = \frac{A d C}{l}$ jedoch, in welcher

$A = 111,7 + 100,2 + 120 = 332$, $C = 24$, d und l wie oben sind, ist

$$W = \frac{332 \cdot 192 \cdot 24}{2760} = \text{etwa } 554 \text{ Tonnen, was eine mehr als fünffache}$$

Sicherheit giebt, und eine Prüfung mittelst der genaueren Formel, deren Gebrauch stets anzurathen ist, bestätigt letzteres Resultat **).

*) Dies ist etwa gleich dem Gewichte eines schwer beladenen Zuges mit vier Locomotiven auf jedem Geleise.

**) Setzt man f (für absolute Festigkeit) nur $= 20$ Tonnen, so wird die Bruchbelastung der Mitte incl. Eigengewicht etc. 550 Tonnen.

Nehmen wir als zweites Beispiel die vom Regierungscommissair verworfene Torksey-Röhrenträger-Brücke, welche aus zwei freien Spannweiten à 130' mit einem Mittelpfeiler bestehen sollte, so haben wir im oberen Theile

$$\text{die Horizontalplatten} = 2' 8\frac{5}{8}'' \times 2 \times \frac{3}{8}'' = 24,47 \square''$$

$$\text{,, Verticalplatten} = 1' 1\frac{1}{4}'' \times 3 \times \frac{5}{16}'' = 12,42$$

$$\text{,, Winkleisen} = 0' 4\frac{3}{4}'' \times 9 \times \frac{5}{16}'' = 13,35$$

$$\text{Summa des Eisens} = 50,24 \square''.$$

Im unteren Theile

$$\text{die Gurten} = 2' 9\frac{3}{4}'' \times \frac{5}{8}'' \times 2 = 41,25 \square''$$

$$\text{ein Mittelstreif} = 1' 0'' \times \frac{3}{4}'' = 9,00$$

$$\text{zwei Seitenstreifen} = 0' 3\frac{3}{4}'' \times \frac{10}{16}'' \times 2 = 4,68$$

$$\text{Summa des Eisens} = 54,93 \square''.$$

Dies ist erheblich mehr, als $\frac{11}{12}$ des Obertheils; letzterer Werth ist nur gleich 46 Tonnen, daher statt des wirklichen Werthes vom Querschnitte des Untertheiles einzuführen. Danach wäre, indem $d = 10'$, $l = 130'$ ist,

$$W = \frac{46 \cdot 120 \cdot 66}{1560} = 233\frac{1}{2} \text{ Tonnen.}$$

Wenn man in der Formel $W = \frac{A d C}{l}$ $A = 50 + 46 + 60$, (letzteres ist der ungefähre Werth des Querschnittes der Seitenbleche, deren Dicke nicht angegeben ist und die zu $\frac{1}{4}''$ angenommen sind) und $C = 24$ setzt, so bekommt man allerdings

$$W = \frac{156 \cdot 120 \cdot 24}{1560} = 288 \text{ Tonnen.}$$

Legen wir den letzteren Werth zu Grunde, so ist für jede mit zwei Trägern versehene Brückenhälfte $4 \cdot 288 = 1152$ Tonnen die Bruchbelastung bei gleicher Vertheilung, wovon 177 Tonnen als Eigengewicht einer Brückenhälfte *) abzuziehen ist; es bleiben also als gleichvertheilte Bruchbelastung 975 Tonnen oder 7,5 Tonnen pro laufenden Fuss. Dies giebt fünffache Sicherheit. Würden jedoch obige 233,5 Tonnen zu Grunde gelegt, so hätte man nur $934 - 177 = 757$ Tonnen oder 5,8 pro laufenden Fuss, was nicht ganz vierfache Sicherheit giebt. Allein auch hier zeigt die Berechnung mittelst der genaueren Formel, dass die

*) Schienen und Schienenstühle 8 Tonnen

Bohlenbelag 15 „

Querschwellen 27 „

Ballastschicht von 4'' Dicke 35 „

Eigengewicht der Träger à 46 Tonnen 92 „

177 Tonnen.

Einführung des Werthes vom ganzen Querschnitt und der Constante $C = 24$ ein genaueres Ergebniss liefert *), und es möchte sich daraus eines Theils der Schluss ziehen lassen, dass dieselbe immer noch brauchbarer als die andere und daher in den Fällen zu wählen sei, wo man Veranlassung findet, von der genauen Methode abzugehen; anderen Theils, dass man in der Formel $W = \frac{a d c}{l} c$ dreist etwas höher nehmen kann, als es sich nach Versuch 8, S. 91, herausstellte.

Ein Abgehen von der strengen Rechnungsweise möchte vornehmlich bei der provisorischen Bestimmung der Eisenstärke der Fall sein, welche man bei der Projectirung einer Brücke als Anhaltspunkt benutzen will. Die Spannweite l ist alsdann gegeben, d macht man nach Fairbairn zweckmässig bei Spannweiten bis $150' = \frac{1}{13} l$, bei grösseren aber nur $= \frac{1}{15} l$ (da eine übermässige Vermehrung der Höhe auch die Schwankungen vergrössern würde, was gerade bei grossen Brücken besonders schädlich sein kann), für W wird die Hälfte der Summe des Eigengewichtes und der gleichvertheilten Maximalbelastung, multiplicirt mit einem Sicherheitscoefficienten, eingesetzt, der von vornherein wohl mindestens auf 6, auch auf 7, anzunehmen ist. Die zufällige Maximalbelastung für zwei Träger z. B. ist circa $1\frac{1}{2}$ Tonnen pro laufenden Fuss, das Eigengewicht beträgt (ebenfalls für zwei Träger) auch etwa $1\frac{1}{2}$ Tonnen **); also wäre pro laufenden Fuss das ganze zu tragende Gewicht etwa 3 Tonnen auf zwei Träger. Man hat also (wenn wir bei sechsfacher Sicherheit stehen bleiben wollen) 9 Tonnen pro laufenden Fuss als gleich ertheilte Belastung eines Trägers, oder, da $\frac{l}{12}$ die Länge des Trägers in Fussen ist,

$\frac{9l}{12}$ als Totalbelastung bei gleicher Vertheilung, welche gleichwirkend ist mit einer Mittelbelastung $W = \frac{3}{8} l$. Nun ist $\frac{3}{8} l = \frac{A d \cdot 24}{l}$, $A = \frac{l^2}{64 d}$, und ($d = \frac{1}{13} l$ resp. $= \frac{1}{15} l$ gesetzt) $A = \frac{13l}{64}$ bei kleineren Brücken, $A = \frac{15l}{64}$ bei grösseren Brücken.

Das untere Gurteisen wäre zu finden durch die Gleichung $\frac{3}{8} l = \frac{a d 80}{l}$ oder $a = \frac{3 l^2}{640 d}$ oder $0,3 A$, das Eisen des oberen Theils im

*) Die Formel $\frac{1}{2} w + W = \frac{4 f T}{h l}$ giebt selbst bei $f = 20$ Tonnen (für absolute Festigkeit) einen noch höheren Werth als 288, etwa 340 Tonnen.

**) Brücken bis $100'$ werden zu 1 Tonne Eigengewicht und 2 Tonnen zufällige Belastung pro laufenden Fuss, von $100'$ bis $300'$ zu $1\frac{1}{2}$ Tonnen Eigengewicht und ebenso grosse zufällige Belastung gerechnet. Bei Brücken über $300'$ ist das Eigengewicht jedoch nicht auf diesem Wege zu taxiren.

Querschnitte $= 0,33 \dots A$ und der Rest oder $0,37 \dots$ käme auf die beiden Seitenbleche. Bei anfänglicher Zugrundelegung solcher ungefähren Berechnung wird man jedenfalls rascher die zweckmässigste Grösse der Eisentheile bestimmen können, als wenn man ohne jede Basis zu projectiren anfängt.

Es versteht sich von selbst, dass die Brücken nach noch so genauer Berechnung und noch so sorgfältiger Ausführung stets noch Prüfungen zu unterwerfen sind. Allein diese sollten immer nur bis zur höchsten Last gehen, welche die Brücke in Wirklichkeit zu tragen hat; diese muss dann mit jeder möglichen Geschwindigkeit dieselbe passiren. Die Regierun g s c o m m i s s a i r e nehmen an, dass die Senkung, welche durch die Proben hervorgebracht wird, nicht mehr als $\frac{1}{3}$ der stärksten Senkung betragen dürfe. Bei Schmiedeeisen, welches noch dazu durch wiederholte Biegungen unter sonst gleichen Umständen weniger leidet, als Gusseisen, würde jedoch die höchste in Wirklichkeit vorkommende Belastung nur etwa $\frac{1}{6}$ der Maximalsenkung hervorbringen, so dass jene Art der Prüfung durchaus keinen Schaden herbeiführen könnte, auch wenn sie, wie es nöthig ist, mehrmals wiederholt würde.

Die Festigkeit gegen Erschütterungen aller Art ist bei grösseren schmiedeeisernen Brücken sehr beträchtlich. Bei Röhrenträgerbrücken von 60 bis 100' Spannweite ist die Senkung bei allen Geschwindigkeiten fast ganz dieselbe geblieben. Allerdings war das Resultat der Versuchsreihen, welche von den Regierun g s c o m m i s s a i r e n angestellt wurden, ein sehr verschiedenes: sie ergaben eine sehr bedeutende Zunahme der Senkung, wenn die Geschwindigkeit zu 30 Meilen pro Stunde anwuchs. Allein diese Versuche wurden an gusseisernen Stangen von nur 9' Länge und 4" Breite angestellt, und lassen, so interessant sie sind, keinen directen Schluss auf Brücken zu. Dies erkannte auch die Commission an, und stellte einen vergleichenden Versuch mit einer schon vorhandenen gusseisernen Gitterbrücke von 48' Spannweite an. Hier zeigte sich nun bei einer Geschwindigkeit des rollenden Körpers von 50 Meilen pro Stunde der Zuwachs zu der sogenannten statischen (durchs Eigengewicht verursachten) Senkung $= 0,03''$, während aus drei Resultaten an den 9' langen 4" breiten Stangen unter demselben Gewichte des rollenden Körpers bei nur 30 Meilen Geschwindigkeit pro Stunde folgen würde, dass der Zuwachs zur statischen Senkung bei der gegebenen Brücke und Spannweite schon $0,9''$ betrüge.

Damit möchte der Satz begründet sein: je grösser die Brücke ist, je starrer und massiger also ihre Träger sind, desto geringer ist die Zunahme der Senkung durch rasches Vorbeifahren der Belastung. Auch steht keineswegs die Zunahme der Geschwindigkeit im Verhältniss zur Zunahme der Senkung. Fairbairn's Erfahrungen über die schmiedeeisernen Röhrenträger zufolge hat man bei diesen, wenn keine Unebenheiten auf den Schienen sich befinden, durchaus keine beachtenswerthe, vielleicht gar keine Zunahme der Senkung zu befürchten, wenn man auch

die Geschwindigkeit der passirenden Eisenbahnzüge von dem üblichen Maasse auf ihr Maximum steigen lässt.

Anders ist es, wenn die Geschwindigkeit des directen Stosses zunimmt; alsdann gilt der Schluss, welchen die Commission aus ihren Versuchen zieht: dass die Senkung, welche durch den Stoss eines Körpers bei Schmiedeeisen hervorgebracht wird, im Verhältniss mit der Geschwindigkeit des Stosses steigt, dass sie hingegen bei Gusseisen noch rascher zunimmt. Einige Versuche an einer Wegüberbrückung bei Blackburn von 60' 6" freier Spannweite — eine der ältesten Röhrenbrücken — verdienen in dieser Beziehung Erwähnung.

Drei Locomotiven, zusammen 60 Tonnen schwer, wurden zusammengehängt, so dass also die ganze Brücke mit einem Zuge von Locomotiven bedeckt war, und fuhren in verschiedenen Geschwindigkeiten von 5 bis 25 Meilen pro Stunde hinüber. Die Senkung war constant 0,3". Als dann wurden zwei Keile auf den Schienen befestigt, deren Höhe am breiten Ende 1" war. Die Locomotiven liefen mit der Geschwindigkeit von von 1 bis 10 Meilen pro Stunde hinüber. Dabei vermehrte der Stoss, den ihr Herabfallen von der verticalen Höhe von 1" hervorbrachte, die Senkung nur bis zu 0,42", und als man 1½" dicke Keile nahm, wuchs dieselbe bis zu 0,54".

Eine nicht unwichtige Frage, welche namentlich bei Brücken von grosser Länge in Betracht kommt, ist noch die: ob eine erhebliche Vermehrung der Festigkeit dadurch erzielt wird, dass man einen Brückenträger über zwei Spannweiten continuirlich weggehen lässt, so dass er in der Mitte unterstützt ist, statt dass man zwei Träger von der halben Länge über je einen Spann legt. Pole und andere englische Ingenieure haben die Meinung ausgesprochen, dass die Ersparniss sehr bedeutend ist, etwa im Verhältniss von 3 : 2; Pole entwickelte dies analytisch, indem er hauptsächlich den Fall im Auge hat, wo über die eine Trägerhälfte ein Zug hingeht, während die andere unbelastet ist. Allein hierbei hat er nur die Mitten der freien Enden im Auge, bei denen allerdings selbst bei ganz über den Träger fortgehender Belastung noch ein günstigeres Verhältniss im Vergleich mit den einfachen Trägern (wie 9 : 16) stattfindet, lässt aber die Mitte des ganzen Trägers, also den über und nahe bei dem mittleren Stützpunkte gelegenen Theil desselben, in Folge der Mangelhaftigkeit seiner Formeln ganz ausser Acht. Da aber gerade an diesem (allerdings in umgekehrter Weise wie in der Mitte der freien Enden, also durch Dehnen des oberen und Comprimiren des unteren Theiles) die Bruchbelastung am kleinsten, und zwar unter der Annahme symmetrischer Querschnitte und gleicher Last auf dem ganzen Träger*) direct über

*) Wenn man den Fall der starken Belastung einer Hälfte und der schwachen Belastung der anderen im Auge behalten will, so findet man: dass der schwächste Punkt allerdings nicht direct über dem Stützpunkte, sondern nach dem schwach belasteten Ende hin, aber ziemlich nahe der Mitte liegt. Die Bruchbelastung an die-

dem Stützpunkte genau der Bruchbelastung des einfachen an den Enden gestützten Trägers von halber Länge in seiner Mitte gerade gleich ist, so folgt, dass Fairbairn einen vollkommen richtigen praktischen Blick bekundet, wenn er vor der Anwendung des Ergebnisses der Pole'schen Berechnung warnt und räth, dem über einen Pfeiler hinweggehenden Träger die nämliche Stärke zu geben, wie dem einfachen. Es könnte sogar der Fall eintreten, dass der Balken schwächer durch das Hinüberführen über zwei Spannweiten würde: wenn nämlich der untere Theil vermöge seiner Construction dem Zerknicken nicht so gut Widerstand leisten kann, als der Obertheil.

Diesem Uebelstande beugt allerdings ein einfaches Mittel vor, nämlich das, eine künstliche Senkung des Trägers über dem mittleren Stützpunkte im Betrage von etwas mehr als seiner natürlichen Senkung unter der Belastung eines gewöhnlichen Zuges zu veranstalten. Durch dieselbe wird stets die Festigkeit über dem Mittelpfeiler vermehrt, die in der Mitte der freien Länge vermindert, und sobald sie einen gewissen Werth*) hat, so werden die Bruchbelastungen für alle Theile gleich. Die Ersparniss wird dann unter Umständen ziemlich so gross sein, als die von Pole angenommene**).

Einfache Blechträgerbrücken.

Bis zu 100' Spannweite wird meistens die Röhrenconstruction (die dann namentlich grosse Nachtheile in Bezug auf den Schutz gegen Oxydation haben würde***), bei Seite gelassen und man wählt die Blechträ-

sem schwächsten Punkte wird dann zwar nicht ganz so gross sein, als die über dem Stützpunkte, aber doch nicht so viel von ihm abweichen, dass es für die Praxis merkbar würde.

*) Wenn sie $= 5,485 \frac{f}{h} \cdot \frac{l^2}{144e}$ ist (wo e der Elasticitätsmodul des Schmiedeeisens, l die Totallänge des Trägers ist, die anderen Zeichen die S. 4 erklärte Bedeutung haben), so sind die Bruchbelastungen alle gleich und zwar ist bei gleichmässiger Vertheilung über den Balken ihr Werth $p = 3,886 \cdot 12 \cdot \frac{fT}{hl}$ (vergl. Scheffler Theorie etc. S. 428).

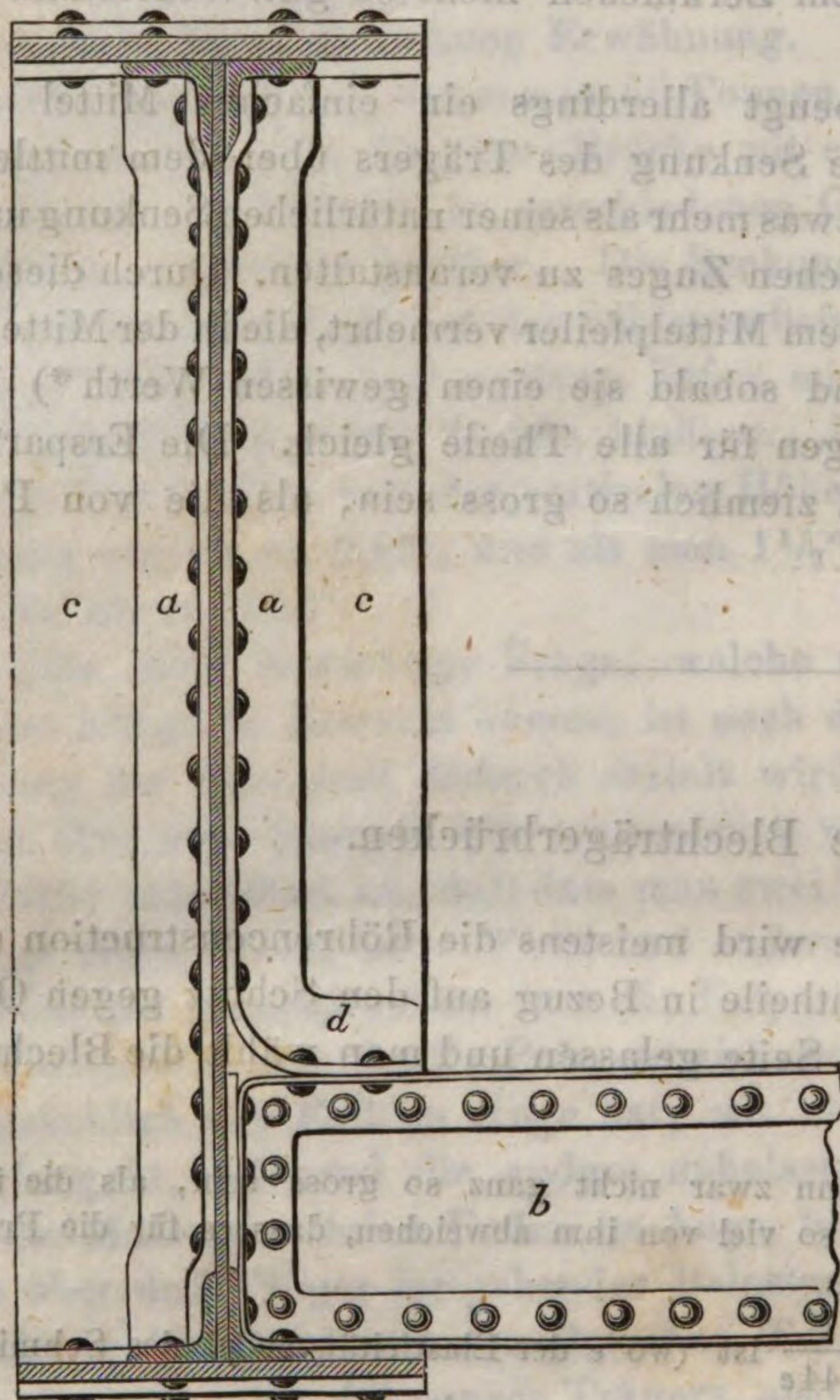
**) Bei einer Brücke von $2 \times 96'$ freier Spannweite (192' Länge) verhielte sich z. B. die Festigkeit der continuirlichen Träger mit Senkung der Mitte zu der der einfachen wie 3 : 2. Die nöthige Senkung betrüge 3,64" Zoll, was 2,3" weniger ist, als die Senkung des im Maximum belasteten Trägers, aber 1,22" mehr als die Senkung des unbelasteten Trägers, daher dieser noch niedergedrückt werden müsste. Scheffler, S. 435 f.

***)) Die grossen Röhrenbrücken und Röhrenträgerbrücken sind so angelegt, dass auch innen ein Anstrich angebracht und Reinigung vorgenommen werden kann. Bei kleineren wäre dies unmöglich.

ger von der auf Seite 50 beschriebenen Form, wobei jedoch stets noch obere und untere Gurteisen hinzugefügt werden. Wenn auch diese Construction für gleiche Stärke etwas mehr Material erfordert, als die der Röhrenträger, so ist sie doch im Ganzen billiger, indem die Herstellung der Träger weit einfacher ist.

Fig. 60 giebt einen der zwei Hauptträger einer Brücke für ein Geleis; dieselbe hat $55\frac{3}{4}'$ Spannweite, die Träger sind $62'$ lang und haben $12'9''$ Abstand von einander.

Fig. 60.



Sie bilden zugleich die Brüstungen. Die oberen Gurteisen der Hauptträger bestehen aus einfachen Blechstücken von 12 bis $14'$ Länge, $18''$ Breite, in der Mitte $\frac{7}{8}''$, an dem Ende $\frac{5}{8}''$ stark; die Fugen sind mit Deckstreifen versehen. Die (ebenfalls einfachen) Platten der unteren Gurteisen sind $\frac{5}{8}''$ in der Mitte, $\frac{1}{2}''$ an den Enden stark, sorgfältig mit Deckplatten gefügt. Die Blechwände sind aus Blechstreifen von $4'10\frac{5}{8}''$ Länge, $2'$ Breite und $\frac{5}{8}''$ Dicke zusammengesetzt; die beiden äussersten Streifen haben jedoch eine Stärke von $\frac{7}{16}''$. Die Fugen derselben sind abwechselnd mit Blechstreifen von $5''$ Breite und mit T-Eisen (aa Fig. 60) von $4\frac{1}{2} + 3\frac{1}{2}''$ Breite und $\frac{5}{8}''$ Stärke vernietet; die T-Eisen befinden sich immer gerade da, wo die Querträger angenietet sind. Die Verbindung der Gurteisen mit den Blechwänden besteht aus 4 Winkeleisen (2 oben, 2 unten) $4 + 4''$ breit und $\frac{5}{8}''$ stark, welche mit jenen wie mit diesen vernietet sind. An den Enden dient ein breites Blech (cc) noch dazu, den Träger möglichst rigide zu machen. — Die Fahrbahn liegt auf Querträgern (b) von Schmiedeeisen (ebenfalls Blechträgern, wie bei den vorigen Brücken), welche erstens auf den unteren Gurteisen ruhen, zweitens mit der Blechwand und drittens mit den nicht ganz bis unten fortgeführten, sondern über dem Querträger (bei d) umgebogenen T-Eisen vernietet sind.

Bei der Berechnung der Stärke einer solchen Brücke lässt sich Ver-

such Nr. 20, S. 65, zu Grunde legen. Bei demselben ist in der Formel $W = \frac{A d C}{l}$ der Werth von $C = 21,4$ (für W in Tonnen), so dass wir für die eben beschriebene Brücke, bei welcher der Querschnitt $= 68,35$ *), die Höhe eines ganzen Trägers $= 5'$ ist,

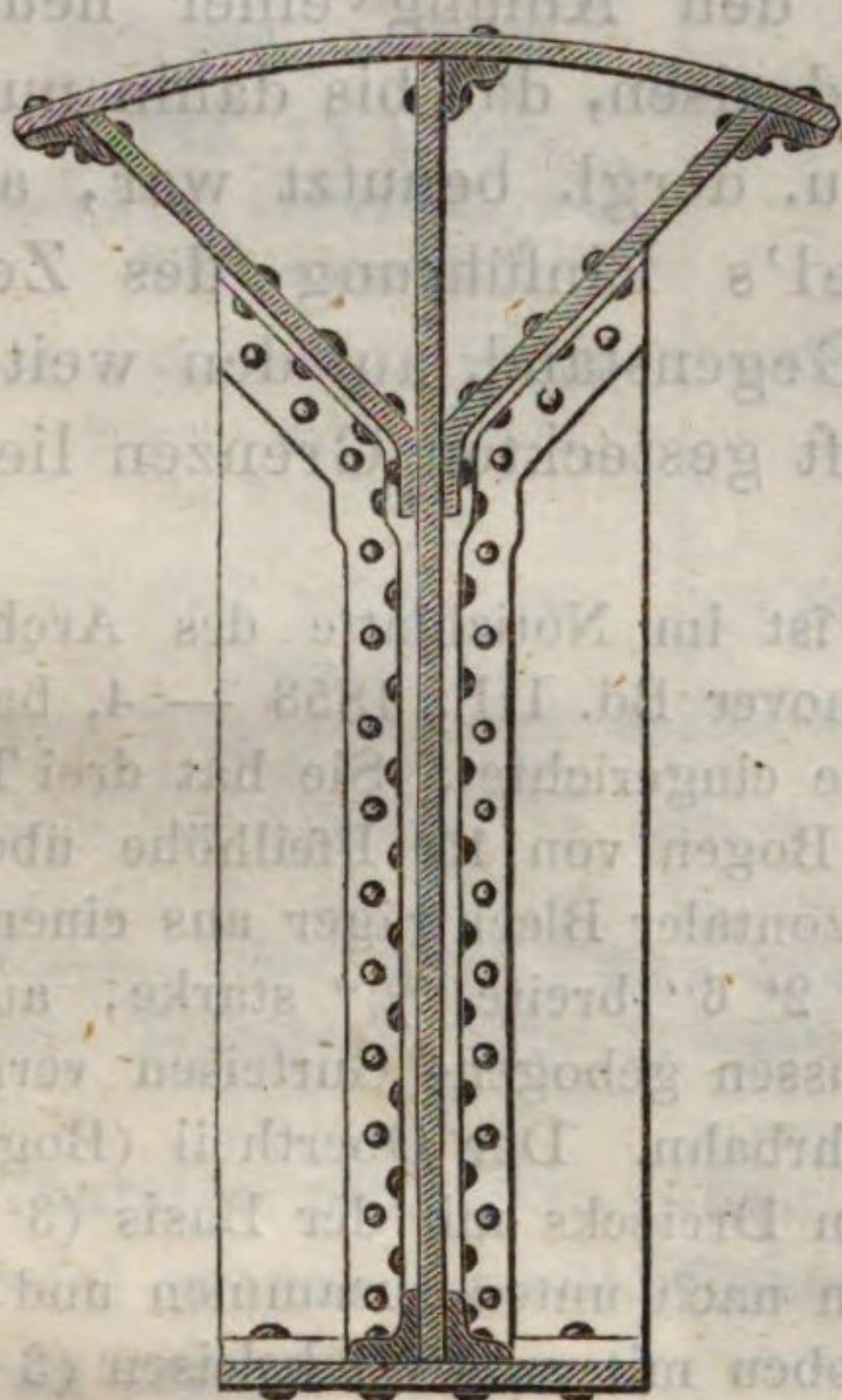
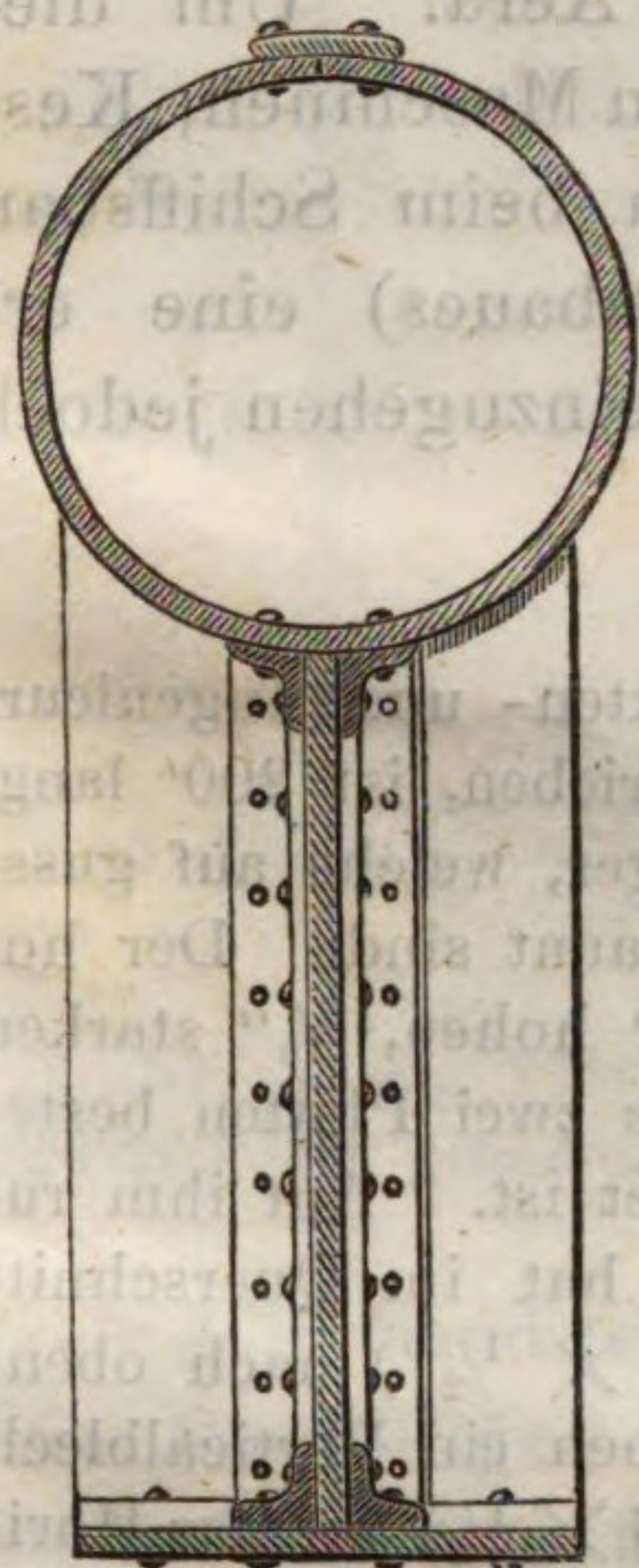
$$W = \frac{68,35 \cdot 60 \cdot 21,4}{669} = 131 \text{ Tonnen **}).$$

Dies ist die Bruchbelastung der Mitte für einen Träger; die der Brücke bei gleicher Vertheilung ist daher 524 Tonnen, was auf den laufenden Fuss 9,4 Tonnen bringt. Rechnen wir die zufällige Belastung im Maximo für ein Geleis nach S. 108, Anm., zu einer Tonne pro laufenden Fuss, das Eigengewicht der Brücke (das auch wegen verminderter Breite etwas geringer wird, als S. 108 angegeben) in Summe zu 40 Tonnen, also pro laufenden Fuss zu 0,72 Tonnen, so haben wir etwa $5\frac{1}{2}$ fache Sicherheit.

Andere Querschnittformen, die eine Vermittlung zwischen den Röhrenträgern und Blechträgern anstreben, geben die Figuren 61 und 62,

Fig. 61.

Fig. 62.



bei denen nur das zu erinnern ist, dass die Röhren meistens keine Reinigung u. s. w. zulassen werden. Diese Art von Trägern ist in letzter Zeit in England (von Brunel, Fox und Henderson) vielfach angewendet und namentlich auch bei den Bogenbrücken mit horizontalem Untertheile, welche von den genannten Ingenieuren ganz aus Schmiedeeisen construiert sind. Die oberen gebogenen Träger bestehen dann aus rechteckigen Röhren

$$\begin{array}{lcl} \text{*) Oberer Theil: Gurteisen} & 18 \times \frac{7}{8} & = 16,75 \text{ □''} \\ & \text{Winkelisen} & 4 \times \frac{5}{8} = 9,20 \end{array}$$

$$25,95 \text{ □''}$$

$$\begin{array}{lcl} \text{Unterer Theil: Gurteisen} & 18 \times \frac{5}{8} & = 11,20 \text{ □''} \\ & \text{Winkelisen ut sup.} & = 9,20 \end{array}$$

$$20,40 \text{ □''}$$

$$\text{Seitenwände: } 58\frac{5}{8} \times \frac{3}{8} = 22,00 \text{ □''}$$

**) Legt man die Formel $W = \frac{a d c}{l}$ zu Grunde, so folgt aus Versuch Nr. 20, S. 65, $c = 60$, was, wie oben, einen etwas zu geringen Werth liefert.

oder aus Trägern mit den Querschnitten Fig. 61 u. 62. Ein dem letzten sehr ähnlicher ist z. B. bei der Themsebrücke zu Windsor von Brunel angewandt *). Der obere bogenförmige Theil ist dann durch starke Verticalstangen und durch Diagonalstangen mit dem unteren die Fahrbahn (mit Hülfe von Querträgern) unterstützenden Theile verbunden, so dass man auf diese Weise nicht bloss das Princip der Bogenconstruction, sondern auch ein Gitterwerk mit den Trägern aus Blech in Verbindung gebracht hat.

Es liegt auf der Hand, dass die Combinationen, deren die schmiedeeisernen Träger fähig sind, noch lange nicht erschöpft sind, und dass uns noch keine Schlüsse über die Zukunft dieses Materials gestattet sind. Erst seit 1845 kennt man die Eigenschaften des Schmiedeeisens in dem Grade, dass man es zu bedeutenderen Constructionen anwendet; vor jener Zeit glaubte man sehr allgemein, dass die rückwirkende Festigkeit, oder richtiger gesagt die Knickungsfestigkeit, der schmiedeeisernen Bleche selbst in Röhrenform viel zu gering sein würde, um mit ihnen zu experimentiren; man hörte oft: sie würden sich wie Leder zusammenrollen. Die Versuche über die grossen Röhrenbrücken zu jener Zeit bilden in dieser Beziehung wirklich den Anfang einer neuen Aera. Um dieselbe Zeit fand das Schmiedeeisen, das bis dahin nur zu Maschinen, Kesselblechen, Wasserrädern u. dergl. benutzt war, auch beim Schiffsbau (namentlich durch Brunel's Einführung des Zellenbaues) eine erhöhte Anwendung — ein Gegenstand, auf den weiter einzugehen jedoch ausserhalb der dieser Schrift gesteckten Grenzen liegt.

*) Dieselbe (1849 erbaut) ist im Notizblatte des Architekten- und Ingenieur-Vereins für das Königreich Hannover Bd. III., 1853 — 4, beschrieben, ist 200' lang, 35' breit, also für zwei Geleise eingerichtet. Sie hat drei Träger, welche auf gusseisernen Säulen ruhen und mit Bogen von 15' Pfeilhöhe überspannt sind. Der horizontale Untertheil ist ein horizontaler Blechträger aus einem 6' hohen, $\frac{3}{8}$ " starken Bleche, das mit Winkleisen an 2' 6" breite, $\frac{3}{4}$ " starke, aus je zwei Platten bestehende, leicht nach unten und aussen gebogene Gurteisen vernietet ist. Auf ihm ruhen die Querträger und die Fahrbahn. Der Obertheil (Bogen) hat im Querschnitt die Form eines gleichschenkligen Dreiecks mit der Basis ($3' 6" \times \frac{1}{2}"$) nach oben; die Schenkel ($3' 3" \times \frac{3}{8}"$) laufen nach unten zusammen und haben ein Verticalblech ($\frac{3}{8}"$ stark) zwischen sich, das oben mit zwei Winkleisen ($3 + 3 \times \frac{1}{2}$) an das Horizontalblech befestigt ist. Ober- und Untertheil stehen durch H-förmige verticale Stangen (im Querschnitt $8 \times \frac{1}{2}"$ stark) auf alle 10 Fuss und kreuzweise rechteckige Diagonalstangen ($4\frac{1}{2} \times 1$) in Verbindung. Die drei Träger sind durch Diagonalstangen und Querstangen verbunden, die aber, da die ganze Brücke schief ist, im Grundriss verschoben erschienen. Das Totalgewicht der Brücke ist 428 Tonnen an Schmiedeeisen, die Kosten sollen 14000 Pfd. St. betragen haben. Die Durchbiegung in der Mitte bei einer Belastung mit zwei Locomotiven und mehreren stark beladenen Kiewagen betrug $\frac{5}{8}"$.

Festigkeit der Pfeiler.

Bei der Erbauung der Britannia- und Conway-Brücke ward die Frage aufgeworfen, ob das Mauerwerk der Pfeiler im Stande sein würde, den enormen Druck der Eisenröhren auszuhalten und es stellte deshalb Latimer Clarke im Januar 1848 folgende Versuche über die rückwirkende Festigkeit von Sandstein und Kalkstein an.

Sandstein.

Nr. des Versuchs.	Grösse des Steines.	Beschaffenheit des Steines.	Bruchbelastung.	Bruchbelastung pro □".
1	3" Cubus.	1 Pfd. 14 ³ / ₈ Unzen schwer, ganz trocken, zwischen Brettern.	8 Ton. 4 Ctr. 19 Pfd.	2043 Pfd.
2	3 "	1 Pfd. 14 Unzen schwer, etwas feucht, in Cement.	5 Ton. 3 Ctr. 29 Pfd.	1285 Pfd.
3	3 "	1 Pfd. 15 ¹ / ₂ Unzen schwer, sehr feucht, in Cement.	4 Ton. 7 Ctr. 21 Pfd.	1085 Pfd.
4	6 "	18 Pfd. schwer, in Cement.	63 Ton. 1 Ctr. 62 Pfd.	3924,8 Pfd.
5	9 ¹ / ₄ "	58 ¹ / ₂ Pfd. schwer, in Cement.	—	—

Nr. 5 trug 77¹/₂ Tonnen oder 2042 Pfund pro □", bei der getroffenen Vorrichtung die grösstmögliche Belastung, ohne beschädigt zu werden.

Alle Sandsteine barsten plötzlich, ohne vorherige Risse oder dergl. Die dreizölligen Würfel waren gewöhnlicher Art, Nr. 4 war feinkörnig und schien sehr fest zu sein.

Das Mittel des Gewichts aller Steine war 130 Pfd. 10 Unzen auf einen Cubikfuss; es gingen 17 Cubikfuss auf die Tonne.

Das Mittel der Bruchbelastungen war 2185 Pfd. pro □", 134 Tonnen pro □', = einer 2351' hohen Säulen desselben Steines.

Kalkstein von Anglesea.

Nr. des Versuchs.	Grösse des Steines.	Beschaffenheit desselben.	Bruchbelastung.			Bruchbelastung pro □".
			Ton.	Ctr.	Pfd.	
1	3" Cubus.	2 Pfd. 10 Unzen schwer, zwischen Brettern.	26	11	93	6618
2	3 "	2 Pfd. 9 Unzen schwer, zwischen Brettern.	32	6	1	8039
3	3 "	2 Pfd. 9 Unzen schwer, zwischen Brettern.	30	18	108	7702,6
4	3 Cuben von 1" im Dreieck gelegt.	4½ Unzen schwer, zwischen Brettern.	9	7	42	6995,3

Nr. 1 war aussen geborsten, die inneren $\frac{2}{3}$ blieben unversehrt. Nr. 2 zeigte Risse schon bei 25 Tonnen, brach aber erst bei der obigen Belastung. Die drei einzelnen Würfel bei Nr. 4 brachen gleichzeitig. Sämmtliche Kalksteine zeigten schon einige Zeit vor dem Bruche perpendiculäre Risse.

Das Mittel des Gewichtes der Kalksteine war 165 Pfd. 5 Unzen pro Cubikfuss, es gingen $13\frac{1}{2}$ Cubikfuss auf eine Tonne.

Das Mittel der Bruchbelastung war 7579 Pfd. pro □", 471,15 Tonnen pro □', = einer 6433' hohen Säule desselben Steines.

Diese Kalksteine wurden zum Bau der Thürme für die Menai-Röhrenbrücken angewandt; jedoch ward die Vorsichtsmaassregel getroffen, Gusseisenplatten aufzumauern, auf denen die Trägerenden ruhten, und durch welche der Druck der letzteren über eine grosse Fläche ausgedehnt ward. Für diesen Fall, wenn also der Druck der Träger gehörig vertheilt wird, thut das Resultat der obigen Versuche dar, dass man selbst unter den ungünstigsten Verhältnissen (etwa bei nicht gesenkten Pfeilern, welche die Mitte eines Trägers unterstützen und $\frac{5}{8}$ seines Totalgewichtes zu tragen haben, ferner bei sehr hohen Pfeilern, deren Eigengewicht stark auf ihre unteren Lagen einwirkt) durch gute Steine eine mehr als ausreichende Sicherheit, etwa eine mehr als 30fache, mit Leichtigkeit erlangen kann. Allerdings müssen die Steine jedes neuen Bruches erst wieder untersucht werden, wenigstens in wichtigen Fällen. Was kleinere Bauten anlangt, so werden meistens schon die äusseren Eigenschaften annähernde Schlüsse auf ihre Festigkeit zulassen *).

*) Weitere Versuche enthält z. B. der 14te Band der *Memoirs of the Literary and philosophical society of Manchester*, welche allerdings nur mit 1 bis 2" im Cubus

Dass man übrigens Recht hat, beim Brückenbau den Gebrauch des sonst so empfehlenswerthen Surrogats für Steine, der Barnsteine, möglichst zu beschränken, thun folgende (ebenfalls von Latimer Clarke angestellte) Versuche mit Barnsteinmauerwerk dar.

Barnsteine.

Nr. des Versuchs.	Grösse des Mauerwerks.	Beschaffenheit des Steines.	Bruchbelastung.			Bruchbelastung pro □".
			Ton.	Ctr.	Pfd.	
1	9" Cubus.	Barnstein Nr. 1 (beste Qualität), 54 Pfd. schwer, mit Cement vermauert, das Ganze zwischen Brettern.	19	18	78	551,3
2	9 "	Desgl., 53 Pfd. schwer ebenso behandelt.	22	3	17	612,7
3	9 "	Nr. 3, 52 Pfd. schwer, ebenso behandelt.	16	8	64	454,3
4	9 1/4 "	Nr. 4, 55 1/2 Pfd. schwer, ebenso behandelt.	21	14	45	568,5
5	9 "	Nr. 4, 54 1/2 Pfd. schwer, ebenso behandelt.	15	2	12	413,0

In allen fünf Fällen splitterte das Barnsteinmauerwerk eine nicht unbedeutende Zeit vor dem Brechen; in den letzten dreien trug es die Last noch und fiel auseinander, als sie fortgenommen ward.

Das Mittel der Bruchbelastung war nur 521 Pfd. pro □" oder 33,5 Tonnen pro □' = einer 583,69' hohen Säule desselben Mauerwerkes.

Es ist hieraus ersichtlich, dass das Barnsteinmauerwerk, das nur etwa 1/4 so stark ist als die erst untersuchten Sandsteine, und 1/13 so stark als die zweituntersuchten Kalksteine, in extremen Fällen nicht die genügende (nach den meisten Annahmen 30fache) Sicherheit gewährt.

enthaltenden Stücken angestellt, aber sehr genau sein sollen. Danach zerbrachen Yorkshirer Sandsteine von 2,33 bis 2,64 specif. Gewicht bei einem Drucke von 8000 bis 10000 Pfd. pro □", wenn er parallel mit der Schichtung angewandt wurde, und von 10000 bis 12000 Pfd. pro □", wenn er lothrecht darauf wirkte. Granit (schottischer) erforderte 11000 Pfd., Syenit (Mount Sorrel) fast 12000, Kalk 8500, eine von der ersteren verschiedene Sorte Sandstein 3000 bis 3500 und Waliser Grauwacke fast 17000 Pfd. pro □". — Bei der Berechnung des Eigengewichts der Pfeiler ist das Absorptionsvermögen für Wasser nicht ausser Acht zu lassen, dass mitunter, z. B. bei vielen Sandsteinen, nicht unbedeutend ist (1/60 bis 1/30 betrug es bei Yorkshirer Sandsteinen), bei Granit und bei Grauwacke jedoch nicht in Betracht kommt (es betrug bei schottischem Granit 1/500, bei Grauwacke aus Wales 1/1600 und darunter).

Das man übrigens Recht hat, beim Brückenbau den Gebrauch des sonst so empfehlenswerthen Sortogates für Steine, der Kalksteine, möglichst zu beschränken, thun folgende (ebenfalls von Laitner Clarke ange- stellten) Versuche mit Barsteinmauerwerk dar.

Nr. des Versuchs	Grösse des Mauerwerks	Beschaffenheit des Steines	Bruchbelastung	Bruch- belastung pro Q"

A n h a n g.

Englisches Maass.

1 Meile	= 0,21365 preuss. Meile
	= 0,21690 geogr. Meile
	= 0,16093 Myriameter
	= 5280 Fuss engl.
1 Ruthe	= 5½ Yards
	= 16½ Fuss.
1 Yard	= 3 Fuss.
1 Fuss	= 12 Zoll
	= 0,97114 preuss. Fuss
	= 1,0 russ. Fuss
	= 0,96420 österr. Fuss
	= 1,04432 baier. Fuss
	= 1,04348 hannov. Fuss
	= 1,06810 braunsch. Fuss
	= 1,06389 würtemb. Fuss
	= 1,07629 sächs. Fuss
	= 1,05942 kurhess. Fuss
	= 1,01598 badensch. u. schweiz. Fuss
	= 0,93829 pariser Fuss
	= 0,30479 Meter.
1 Quadratfuss	ist demnach
	= 0,94311 preuss. Quadratfuss
	= 1,0 russ. Quadratfuss
	= 0,92968 österr. Quadratfuss
	= 1,09061 baier. Quadratfuss
	= 1,08885 hannov. Quadratfuss
	= 1,14083 braunsch. Quadratfuss
	= 1,13186 würtemb. Quadratfuss
	= 1,15840 sächs. Quadratfuss
	= 1,12237 kurhess. Quadratfuss
	= 1,03222 schweiz. u. badensch. Quadratfuss
	= 0,88039 pariser Quadratfuss
	= 0,10552 Quadratmeter.

- 1 Cubikf. = 0,91588 preuss. Cubikfuss
 = 1,0 russ. Cubikfuss
 = 0,89640 österr. Cubikfuss
 = 1,13894 baier. Cubikfuss
 = 1,13619 hannov. Cubikfuss
 = 1,21852 braunschw. Cubikfuss
 = 1,20418 würtemb. Cubikfuss
 = 1,24677 sächs. Cubikfuss
 = 1,18907 kurhess. Cubikfuss
 = 1,04872 schweiz. u. badensch. Cubikfuss
 = 0,82607, pariser Cubikfuss
 = 0,03428 Cubikmeter.

Der Zoll wird entweder in Decimaltheile oder in Achtel und Sechzehntel eingetheilt.

Englisches Gewicht.

(Avoir-du-pois.)

- 1 Tonne (ton) = 20 Centner = 2240 Pfund.
 1 Centner = 4 Viertelcentner = 8 Stein (Stone) = 112 Pfund.
 1 Pfund = 16 Unzen
 = 0,90720 Pfd. Zollgewicht (neues preuss., hannov. etc. Gewicht)
 = 1,10763 Pfd. russ.
 = 0,80998 Pfd. österr.
 = 0,81000 Pfd. baier.
 = 1,04656 Pfd. würtemb.
 = 0,45360 Kilogramm

Das Troy-Gewicht vertritt in England ganz die Stelle unseres Apothekergewichts; 1 Pfd. Troy hat 12 Unzen und ist = $\frac{3}{4}$ Pfd. Avoir-du-pois; die fernere Eintheilung der Unze ist ähnlich der bei uns üblichen.

Einige andere Data.

- | | | |
|--|--------|-----------------|
| 1 Cubikfuss (engl.) reines Wasser wiegt | 60,50 | Pfd. engl. |
| 1 Cubikfuss (engl.) Gusseisen wiegt | 445,43 | „ „ |
| 1 Cubikfuss (engl.) Schmiede- oder Walzeisen wiegt | 476,93 | „ „ |
| 1 Cubikzoll (engl.) Gusseisen wiegt . | 0,263 | „ „ |
| 1 Cubikzoll (engl.) Schmiedeeisen wiegt | 0,276 | „ „ |
| 1 Pfd. (engl.) Gusseisen enthält . . | 3,802 | Cubikzoll engl. |
| 1 Pfd. (engl.) Schmiedeeisen enthält . | 3,623 | „ „ |

1 Cubikfuss = 0,0188 preuss. Cubikfuss
= 1,0 russ. Cubikfuss
= 0,89640 österr. Cubikfuss
= 1,13884 bair. Cubikfuss
= 1,13879 hannov. Cubikfuss
= 1,21882 braunschw. Cubikfuss
= 1,20418 württemb. Cubikfuss
= 1,21677 sächs. Cubikfuss
= 1,18907 kurhess. Cubikfuss
= 1,04872 schwed. n. holländisch. Cubikfuss
= 0,82607 pariser Cubikfuss
= 0,03438 Cubikmeter

Der Zoll wird entweder in Decimaltheile oder in Achtel und Sechzehntel eingetheilt.

Englisches Gewicht

(Avoirdupois)

1 Tonne (ton) = 20 Centner = 3210 Pfund
1 Centner = 4 Viertelcentner = 8 Stein (Stone) = 112 Pfund
1 Pfund = 16 Unzen
= 0,90720 Pfd. Zolkgewicht (neues preuss., hannov. etc. Gewicht)
= 1,10763 Pfd. russ.
= 0,80938 Pfd. österr.
= 0,81000 Pfd. bair.
= 1,01656 Pfd. württemb.
= 0,45359 Kilogramm

Das Troy-Gewicht vertritt in England ganz die Stelle unseres Apothekergewichts; 1 Pfd. Troy hat 12 Unzen und ist = $\frac{5}{16}$ Pfd. Avoirdupois; die feinste Einteilung der Unze ist ähnlich der bei uns üblichen.

Einige andere Daten

1 Cubikfuss (engl.) reines Wasser wiegt 60,50 Pfd. engl.
1 Cubikfuss (engl.) Guss Eisen wiegt 445,43
1 Cubikfuss (engl.) Schmiedeeisen oder Stahl wiegt 476,93
1 Cubikfuss (engl.) Guss Eisen wiegt 426,98
1 Cubikfuss (engl.) Schmiedeeisen wiegt 476,93
1 Pfd. (engl.) Guss Eisen enthält 3,802 Cubikzoll engl.
1 Pfd. (engl.) Schmiedeeisen enthält 3,622

Fairbairn, William

Die eisernen Träger und ihre Anwendung beim Hochbau und Brückenbau gestützt auf Versuche über die relative Festigkeit des Gusseisens und Schmiedeeisens

Braunschweig 1859

Passau, Staatliche Bibliothek -- S 9/09 M 3

urn:nbn:de:bvb:12-bsb11339278-6